

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL*

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS EM
CONCRETO MOLDADO *IN LOCO* SOB O EFEITO DO COLAPSO
PROGRESSIVO**

Heloiza Candeia Ruthes

São Carlos
2020

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL*

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE
CONCRETO MOLDADO *IN LOCO* SOB O EFEITO DO COLAPSO
PROGRESSIVO**

Heloiza Candeia Ruthes

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

São Carlos
2020

Candeia Ruthes, Heloiza

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS
EM CONCRETO MOLDADO IN LOCO SOB O EFEITO DO COLAPSO
PROGRESSIVO / Heloiza Candeia Ruthes. -- 2020.

133 f. : 30 cm.

Dissertação (mestrado)-Universidade Federal de São Carlos, campus São
Carlos, São Carlos

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

Banca examinadora: Prof. Dr. André Luis Christoforo, Prof. Dr. Leandro
Mouta Trautwein

Bibliografia

1. Colapso Progressivo. 2. Concreto Armado. 3. Projeto. I. Orientador.
II. Universidade Federal de São Carlos. III. Título.

Ficha catalográfica elaborada pelo Programa de Geração Automática da Secretaria Geral de Informática (SIn).

DADOS FORNECIDOS PELO(A) AUTOR(A)

Bibliotecário(a) Responsável: Ronildo Santos Prado – CRB/8 7325

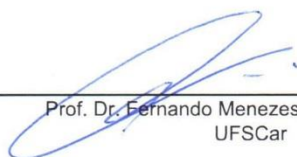


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Heloiza Candeia Ruthes, realizada em 21/02/2020:



Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar



Prof. Dr. Andre Luis Christoforo
UFSCar



Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein
UNICAMP

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Leandro Mouta Trautwein e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ao) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.



Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais Luis Fernando e Eliana por abdicarem dos seus
sonhos em prol dos nossos.
Ao meu companheiro da vida Allan Gregori, por não me deixar
desistir nunca.*

AGRADECIMENTOS

À Deus por restaurar a minha fé nos momentos mais difíceis.

Ao meu pai Luis Fernando Ruthes por sempre ter me motivado, ter acreditado em mim e mesmo não estando mais nesse plano, por ter deixado os ensinamentos mais valiosos que me permitiram continuar.

À minha mãe Eliana Candeia Ruthes por ter acreditado em mim, me dado a oportunidade de me dedicar ao mestrado, pelo amor, carinho e motivação e por sempre estar ao meu lado.

À minha avó Jersi Fazolin Candeia pelo amor e carinho, por me incentivar, entender a minha falta em várias ocasiões e me ensinar o equilíbrio para que o período do mestrado fosse saudável.

Agradeço ao meu noivo, Allan Gregori de Castro por todo amor, carinho e cuidado comigo ao longo do mestrado e por acreditar que eu era capaz.

Agradeço às minhas irmãs Angela Candeia Ruthes e Ana Clara Candeia Ruthes pelas palavras doces e motivadoras, por me trazer calma quando eu precisei e por acreditar que eu conseguiria.

Agradeço aos meus cunhados Tiago Boito e Wesley Guarez e ao meu sobrinho Vicente Luis Boito, por todas as risadas e carinho durante esse processo.

À toda a minha família, pelo carinho e motivação nessa caminhada.

Às minhas colegas do PPGE Civ Renata Merlos e Melissa Motta por terem tornado o período do mestrado mais alegre.

E, por fim, agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho pela orientação ao longo do processo do mestrado e também, ao prof. André Christoforo pelas oportunidades e conversas construtivas.

EPÍGRAFE

*“São nossas escolhas que revelam quem realmente somos,
muito mais do que nossas qualidades.”*

J.K. Rowling

RESUMO

RUTHES, Heloiza Candeia. **Análise do comportamento de sistemas estruturais em concreto moldado *in loco* sob efeito do colapso progressivo.** 2020. 133f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

Este trabalho busca investigar o comportamento de estruturas em concreto moldado *in loco* na situação de estado limite último de colapso. Colapso progressivo é a propagação desproporcional de uma falha local devido à incidência de carregamentos excepcionais, tais como uma explosão, sismos, impacto veicular e incêndio. No entanto, as informações contidas na norma brasileira não são suficientes para ajudar o projetista incluir a verificação ao colapso progressivo no projeto e dimensionamento de estruturas. Dessa forma o objetivo deste trabalho é propor uma classificação de estruturas segundo a necessidade de consideração do colapso progressivo e, posteriormente, analisar o comportamento de um edifício modelo em concreto armado, com vários pavimentos, na ocorrência da falha ou perda de pilares, simulando a situação de colapso progressivo, com aplicação dos métodos convencionais contidos em normas e documentos internacionais, comparar a aplicação dos métodos conhecidos, bem como analisar a redistribuição de esforços nos elementos adjacentes ao pilar retirado em cada caso. Para isso, foram simulados quatro modelos analíticos de um edifício de cinco pavimentos, ante a aplicação de diferentes métodos de prevenção e verificação quanto ao colapso progressivo, no *software* SAP 2000®, para quatro casos diferentes, em que são retirados pilares externos. Após a fase inicial da pesquisa foi proposta uma classificação das estruturas convencionais segundo sua ocupação e, para cada grupo, recomendou-se um método a ser utilizado para essa consideração. Quando aos resultados de análise estrutura, foram obtidos os resultados para os diagramas de momento fletor, esforço normal e os deslocamentos nodais ocasionados na estrutura após a perda do elemento vertical. Após a análise dos resultados obtidos e verificou-se que o método dos caminhos alternativos mostrou-se mais eficaz à estrutura analisada.

Palavras-chave: colapso progressivo, concreto armado, falha, dano, pilar, classificação, projeto.

ABSTRACT

RUTHES, Heloiza Candeia. **Analysis of Cast-in-place Reinforced Concrete Structures Subject to Progressive Collapse.** 2020. 133f. Dissertation project (Master in Civil Engineering – Federal University of São Carlos, São Carlos, 2020).

This work aims to investigate the behavior of cast-in-place reinforced concrete structures in the ultimate limit state of collapse. Progressive collapse is the disproportionate spread of a local failure due to the incidence of exceptional loads, such as an explosion, earthquakes, vehicle impact and fire. However, the information contained in the Brazilian Standard is not sufficient to help the designer include checking the progressive collapse in the design and design of structures. Thus, the objective of this work is to propose a classification of structures according to the need to consider the progressive collapse and, subsequently, to analyze the behavior of a model building in reinforced concrete, with several storeys, in the event of failure or loss of columns, simulating the situation of progressive collapse, with the application of conventional methods contained in international standards and documents, compare the application of known methods, as well as analyze the redistribution of internal stresses in the elements adjacent to the column removed in each case. For this, four analytical models of a five-storey building were simulated, before the application of different methods of prevention and verification regarding progressive collapse, in the SAP 2000® software, for four different cases, in which external pillars are removed. After the initial phase of the research, through other existing international classifications, a classification table of conventional structures was proposed according to their occupation and, for each group, a method to be used for this consideration was recommended. Regarding the results of the structure analysis, the results for bending moment, axial load and nodal displacements diagrams caused in the structure after the loss of the vertical element were obtained. After the initial phase, the results obtained were analyzed and it was found that the alternative path method proved to be more effective for the analyzed structure.

Key-words: progressive collapse, reinforced concrete, failure, damage, column, classification, design.

Figura 1: Colapso progressivo em uma edificação.....	18
Figura 2 - Colapso da parte sudeste do edifício Ronan Point	21
Figura 3 - Progressão do colapso tipo <i>pancake</i> nas torres do World Trade Center ..	22
Figura 4 - Colapso do edifício <i>Murrah Federal Building</i> , Oklahoma no ano de 1995	22
Figura 5 - Desabamento do edifício Palace II devido ao subdimensionamento de dois pilares no térreo	23
Figura 6 - Local de desabamento do edifício Liberdade, no Rio de Janeiro.....	24
Figura 7 - Desabamento do Edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo, no ano de 2018	24
Figura 8 - Colapso da ponte de <i>Tacoma Narrows</i>	27
Figura 9 - Medidas de projeto para prevenção do colapso progressivo	32
Figura 10 - Amarrações periféricas, verticais e longitudinais pelo UFC 4-023-03	40
Figura 11 - Transferência das cargas da região danificada para os membros não afetados (vista superior).....	42
Figura 12 - Direção das amarrações segundo o método indireto e espaçamento entre elas	43
Figura 13 - Amarrações na estrutura recomendadas pelo Eurocode 2	45
Figura 14 - Curva para definição de ações controladas por força e por deformação segundo o ASCE 41 (2014)	50
Figura 15 - Abordagem correta para retirada de pilar para análise da estrutura	51
Figura 16 - Pilares a serem retirados, na parte externa da estrutura, para análise contra colapso progressivo	52
Figura 17 - Pilares a serem retirados, na parte interna da estrutura, para análise contra colapso progressivo	53
Figura 18 - Áreas referentes à aplicação dos casos de combinações de ações para pilar interno e externo com vista em planta.....	55
Figura 19 - Áreas referentes à aplicação dos casos de combinações de ações para pilar interno e externo com vista em corte.....	56
Figura 20 - Definição de resistência para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em planta.....	59
Figura 21 - Definição de resistência para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em corte.....	60
Figura 22 - Definição de rigidez para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em planta.....	61
Figura 23 - Definição de rigidez para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em corte.....	61

Figura 24 – Planta de fôrmas do pavimento tipo da estrutura analisada.....	75
Figura 25 – Corte A-A'	76
Figura 26 – Corte B-B'	76
Figura 27 - Pilares removidos em cada caso para simulação do colapso progressivo	79
Figura 28 – Modelos analíticos tridimensionais da estrutura utilizados para as análises do (a) Caso 0, (b) Caso 1, (c) Caso 2 e (d) Caso 3	80
Figura 29 - Elementos estruturais analisados, adjacentes aos pilares removidos, pelo método dos caminhos alternativos de carga	83
Figura 30 - Configuração deformada da estrutura (a) sem a remoção de pilar e (b) com o pilar P15 removido.....	92
Figura 31 - Configuração dos momentos fletores para pórticos do sistema estrutural (a) sem nenhum pilar removido e (b) com o pilar P15 removido.....	92
Figura 32 – Variação do deslocamento nodal vertical normalizado u_3 , na extremidade superior do pilar P15, removido no Caso 1	94
Figura 33 - Variação do deslocamento nodal vertical normalizado u_3 , na extremidade superior do pilar P3, removido no Caso 2	95
Figura 34 - Variação do deslocamento nodal vertical normalizado u_3 , na extremidade superior do pilar P1, removido no Caso 3	96
Figura 35 - Momento fletor máximo normalizado na viga V109a nos casos em que o pilar P15 foi removido	98
Figura 36 - Momento fletor máximo normalizado na viga V109b nos casos em que o pilar P15 foi removido	98
Figura 37 - Momento fletor máximo normalizado na viga V103d nos casos em que o pilar P15 foi removido	99
Figura 38 - Momento fletor máximo normalizado na viga V101b e V101c nos casos em que o pilar P3 foi removido.....	100
Figura 39 - Momento fletor máximo normalizado na viga V107c nos casos em que o pilar P3 foi removido	100
Figura 40 - Momento fletor máximo normalizado na viga V101a nos casos em que o pilar P1 foi removido	101
Figura 41 - Momento fletor máximo normalizado na viga V105c nos casos em que o pilar P1 foi removido	101
Figura 42 - Esforços normais máximos normalizados do pilar P10, nos casos em que o pilar P15 foi removido	108
Figura 43 - Esforços normais máximos normalizados do pilar P20, nos casos em que o pilar P15 foi removido	108
Figura 44 - Esforços normais máximos normalizados dos pilares P2 e P4, nos casos em que o pilar P3 foi removido.....	109
Figura 45 - Esforços normais máximos normalizados do pilar P2, nos casos em que o pilar P1 foi removido	110

Figura 46 - Momento fletor normalizado na extremidade superior do pilar P10 para o modelo 1 117

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das dimensões da seção transversal e da armadura dos pilares	77
Tabela 2 - Resumo das dimensões das armaduras e da seção transversal das vigas	77
Tabela 3 - Deslocamentos nodais translacionais e rotacionais nos nós superiores aos pilares removidos	93
Tabela 4 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no primeiro pavimento	96
Tabela 5 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no segundo pavimento	102
Tabela 6 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no terceiro pavimento	103
Tabela 7 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no quarto pavimento	104
Tabela 8 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no quinto pavimento	105
Tabela 9 – Momentos fletores superiores e inferiores nos pilares adjacentes ao pilar removido, no primeiro pavimento	106
Tabela 10 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no primeiro pavimento	107
Tabela 11 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no segundo pavimento	110
Tabela 12 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no segundo pavimento	111
Tabela 13 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no terceiro pavimento	112
Tabela 14 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no terceiro pavimento	113
Tabela 15 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no quarto pavimento	114
Tabela 16 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no quarto pavimento	115
Tabela 17 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no quinto pavimento	115
Tabela 18 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no quinto pavimento	116

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação de Risco de estruturas segundo o ASCE 7 (2017), para fins de aplicação de cargas como: neve, vento, sismo e gelo	35
Quadro 2 - Classificação de estruturas segundo as categorias de ocupação do UFC 4-023-03.....	36
Quadro 3 - Requisitos específicos a serem aplicados nos projetos das estruturas das categorias de ocupação I, II, III, IV do UFC 4-023-03	38
Quadro 4 - Síntese da classificação das estruturas segundo as normas investigadas	74
Quadro 5 - Proposta inicial de classificação de estruturas quanto à necessidade do colapso progressivo	86
Quadro 6 - Proposta de classificação de diversas estruturas segundo a necessidade de consideração do colapso progressivo e o respectivo método recomendado	87

1. INTRODUÇÃO.....	12
1.1 OBJETIVOS	14
1.1.1 GERAL.....	14
1.1.2 ESPECÍFICOS.....	14
1.2 JUSTIFICATIVA	15
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	16
2. COLAPSO PROGRESSIVO.....	17
2.1 A OCORRÊNCIA DO COLAPSO PROGRESSIVO NO BRASIL E NO MUNDO	21
2.2 TIPOS DE COLAPSO.....	25
2.2.1 COLAPSO TIPO PANCAKE	25
2.2.2 COLAPSO TIPO ZIPPER	26
2.2.3 COLAPSO TIPO DOMINÓ	27
2.2.4 COLAPSO TIPO SEÇÃO.....	28
2.2.5 COLAPSO TIPO INSTABILIDADE	28
2.2.6 COLAPSO TIPO MISTO	29
2.3 CONCLUSÃO DO CAPÍTULO	29
3. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO E PREVENÇÃO AO COLAPSO PROGRESSIVO.....	31
3.1 INTRODUÇÃO.....	31
3.2 APLICABILIDADE E CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS	33
3.3 MÉTODO INDIRETO	38
3.3.1 UFC 4-023-03 (DEPARTAMENT OF DEFENSE, 2009)	39
3.3.2 Eurocode 2 (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004)	44
3.4 MÉTODO DIRETO.....	46
3.4.1 Método da Resistência Local Específica (MRLE)	47
3.4.2 Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC)	48
3.4.2.1 Análise linear-estática	53
3.4.2.2 Análise não linear estática	57
3.4.2.3 Requisitos de Redundância.....	58
3.5 CONCLUSÃO DO CAPÍTULO	62
4. NORMAS E CÓDIGOS.....	63
4.1 NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) 64	64
4.2 EUROCODE 2 – DESING OF CONCRETE STRUCTURES	65
4.3 ASCE 7: MINIMUM DESIGN LOADS AND ASSOCIATED CRITERIA FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES	66
4.4 GSA: ALTERNATE PATH ANALYSIS AND DESIGN GUIDELINES FOR PROGRESSIVE COLLAPSE RESISTANCE (2016).....	68

4.5	NISTIR 7396: BEST PRACTICES FOR REDUCING THE POTENCIAL FOR PROGRESSIVE COLLAPSE IN BUILDINGS (2007)	70
4.6	UFC 4-023-03: BEST PRACTICES FOR REDUCING THE POTENCIAL FOR PROGRESSIVE COLLAPSE (2009)	71
4.7	CONCLUSÃO DO CAPÍTULO	72
5.	METODOLOGIA DE PESQUISA	73
5.1	METODOLOGIA DA PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS	73
5.2	METODOLOGIA PARA AS SIMULAÇÕES REALIZADAS	74
5.2.1	CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA ANALISADA	74
5.2.2	CENÁRIOS DE RETIRADA DE PILAR E MODELOS ANALÍTICOS ...	78
5.2.2.1	Modelo 1 – Sem alterações.....	81
5.2.2.2	Modelo 2 – Aplicação do método indireto	81
5.2.2.3	Modelo 3 – Aplicação do método dos caminhos alternativos de carga 82	
5.2.3	DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS E DOS ELEMENTOS ANALISADOS ..	84
6.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	86
6.1	PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS	86
6.2	ANÁLISE DOS MODELOS	91
7.	CONCLUSÕES	119
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS	119
7.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE AS ANÁLISES DOS MODELOS ...	120
7.3	CONCLUSÕES FINAIS	121
7.4	PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS	121
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

1. INTRODUÇÃO

No dimensionamento de estruturas de concreto existem inúmeras variáveis que são determinantes no estado final do projeto. A maioria destas variáveis é levada em consideração neste processo visando a segurança e estabilidade estrutural, como por exemplo, o cálculo das ações atuantes na estrutura.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.56) divide essas ações em: permanentes, variáveis e excepcionais. Dessas ações, as excepcionais não são usualmente consideradas por projetistas, visto a menor probabilidade de ocorrência. Por outro lado, essa eventualidade pode implicar em graves danos estruturais e perda de vidas humanas.

Para Felipe (2017, p.38) a probabilidade da ocorrência de colapso local ou global de uma estrutura é grande após o incremento de carga das ações excepcionais em um elemento estrutural. Neste contexto, caso haja uma desproporcionalidade entre a causa inicial e as consequências de um dano, ocorre um tipo especial de colapso, comumente referido como colapso desproporcional ou progressivo.

O colapso progressivo é caracterizado pela ruína total ou de grande parte de uma estrutura, desproporcional ao evento inicial, que é a falha de um elemento primário, como um pilar, por exemplo. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2003, p.1; AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005, p.249).

Entretanto, apesar do incremento de carga excepcional ser determinante, há diversos mecanismos que iniciam esse efeito frente a uma falha inicial. Conforme Starossek (2007, p.2302) salienta, as medidas recomendadas para mitigar os efeitos do colapso progressivo e o seu tratamento teórico podem variar e por isso torna-se útil distinguir seus diferentes tipos. Portanto, de acordo com o dispositivo promotor, são identificados 6 tipos de colapso: *pancake*, *zipper*, dominó, seção, instabilidade e misto, que foram explicados e discutidos nos capítulos posteriores.

Um exemplo da ocorrência do colapso progressivo foi o desabamento de parte do edifício Ronan Point, em Londres no ano de 1968, em que uma explosão de gás no 18º

pavimento resultou no colapso de toda a área leste do edifício de 22 andares e na morte de quatro pessoas. (NELSSON, 2018). Destaca-se também o desabamento das duas torres principais do complexo *World Trade Center* em Nova York no ano de 2001 após um ataque terrorista em que aviões foram colididos com as mesmas.

As circunstâncias desses e de outros incidentes conhecidos fomentaram o interesse público e científico sobre o colapso progressivo, especialmente em estruturas de aço, no sentido de evitar ou mitigar suas consequências.

Com isso, foram desenvolvidos dois métodos de prevenção e verificação quanto ao colapso progressivo, o método indireto e o direto. Os dois buscam propiciar caminhos alternativos de carga e/ou aumentar a robustez incorporada na estrutura, buscando evitar que o colapso total da estrutura ocorra ou então mitigar suas consequências.

O método indireto ou das amarrações é uma aproximação mais simplificada e instrutiva e com isso não existem análises complementares, somente são adicionados detalhes ao dimensionamento. Já o método direto, que se subdivide em método dos caminhos alternativos de carga e método da resistência local específica, trata-se de uma análise mais sofisticada que busca identificar a capacidade da estrutura de resistir aos esforços de um carregamento excepcional.

Por outro lado, a norma brasileira de projeto de estruturas em concreto armado, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), menciona que deve ser feita a verificação no estado limite último (ELU) de colapso progressivo, mas não deixa claro quais procedimentos devem ser adotados para fazer essa verificação e minimizar a ocorrência ou as consequências deste efeito.

As outras normas consultadas, embora tragam os métodos direto e indireto em seu texto, deixam claro que essas diretrizes foram desenvolvidas considerando estruturas com finalidades específicas, como edificações de órgãos do governo ou militares, que podem estar sujeitas a ações raras, como por exemplo, ações de explosão, terremotos, dentre outros.

Conforme a recomendação da norma brasileira, todas as estruturas dimensionadas de acordo com a norma em questão devem ser verificadas segundo o estado limite último de colapso progressivo. Caso essa verificação seja considerada e não haja a necessidade dessa consideração, as estruturas resultantes podem ser conservadoras e robustas, onerando tempo e matérias-primas ao processo.

Dessa forma, surge a necessidade de se fazer o levantamento do estado da arte do tema, analisando a necessidade de consideração do colapso progressivo em diferentes tipos de edificações e avaliar o comportamento de estruturas convencionais em concreto

armado, dimensionadas segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) quando a aplicação destes métodos de prevenção ao colapso progressivo é realizada.

Levando isso em consideração, os objetivos propostos para este trabalho de pesquisa estão pormenorizados como a seguir.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

Analisar o comportamento de um edifício modelo com cinco pavimentos, em concreto moldado *in loco*, no estado limite último de colapso progressivo simulado através da remoção de pilares, em diferentes modelos sujeitos à aplicação dos métodos direto e indireto na fase de projeto, bem como avaliar os esforços internos e deslocamentos decorrentes desse processo.

1.1.2 ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a. Analisar se as referências normativas quanto aos métodos de prevenção e avaliação de estruturas contra o colapso progressivo são suficientes para consideração desse fenômeno em projeto de estruturas usuais de concreto armado moldado *in loco*.
- b. Propor uma classificação das estruturas mais comuns entre as que necessitam e as que não necessitam da consideração do colapso progressivo na fase de projeto e dimensionamento dos componentes estruturais;
- c. Aplicar os métodos de prevenção ao colapso progressivo, existentes em referências normativas em um modelo fictício de sistema estrutural de concreto moldado *in loco*;
- d. Analisar a resposta da estrutura, quanto a deslocamentos, momento fletor e esforço normal, no que diz respeito à redistribuição de esforços e mecanismos de transferência de carga sob o cenário de remoção de pilar em locais pré-definidos;
- e. Comparar entre si os resultados obtidos nos diferentes modelos propostos e para diferentes pilares retirados;

f. Avaliar se os métodos direto e indireto podem ser aplicados em estruturas convencionais em concreto armado, especialmente as que foram dimensionadas segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

1.2 JUSTIFICATIVA

Os eventos que podem causar colapso progressivo, como explosões e sismos, tem baixa incidência no cenário nacional, entretanto este risco deve ser acrescentado nas preocupações de todo projetista, visto os altos impactos negativos sociais e econômicos associados a esses eventos.

Laranjeiras (2011) evidencia outros fatos que apontam a exigência da consideração do colapso progressivo no projeto e dimensionamento de sistemas estruturais, como por exemplo, a grande evolução nas práticas de construção e projeto que permitem a construção de edificações esbeltas e flexíveis conferindo-lhes mais vulnerabilidade ao efeito de colapso progressivo.

Apesar do estudo deste tema ter avançado nos últimos tempos, ainda há uma carência muito grande de informações sobre o assunto que permitam o desenvolvimento de métodos que ajudem a prevenir o colapso, pelo menos até que toda a evacuação da edificação seja feita, particularmente em normas nacionais.

A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto, a NBR 6118, cita que se deve verificar o estado limite último de colapso progressivo, mas não traz informações de procedimentos e cálculos que podem auxiliar na realização dessa verificação, ao contrário dos outros casos de verificação apontados pelo documento. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

As normas e códigos internacionais contam com maiores informações sobre o assunto, mas ainda não são suficientes. Há documentos que não trazem descrição dos métodos mais difundidos (o método direto e o indireto), ou ainda, foram desenvolvidos com o objetivo da aplicação em um tipo específico de estrutura e, por isso, a sua aplicação não é recomendável a estruturas convencionais.

Desta forma pretende-se realizar um estudo mais aprofundado do comportamento de um sistema estrutural frente à perda de um pilar devido a um impacto em diferentes configurações, simulando o colapso progressivo, avaliando a aplicação dos métodos já difundidos e das normas que os desenvolveram.

1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Este trabalho é composto por oito capítulos, sendo os mesmos organizados da seguinte forma:

No primeiro capítulo, introduziu-se o tema a ser abordado, com ênfase à descrição do contexto no qual a pesquisa será desenvolvida. Neste mesmo capítulo, foi apresentada a justificativa para o desenvolvimento do trabalho, o problema de pesquisa e os objetivos gerais e específicos.

O segundo capítulo contempla a revisão bibliográfica, apresentando o estado da arte do colapso progressivo, casos ocorridos bem como estudos desenvolvidos recentemente.

O capítulo 3 traz com maiores detalhes o método indireto e o método direto, que serão utilizados nas simulações, de acordo com a norma escolhida para a consulta do mesmo.

O capítulo 4 apresenta as principais informações sobre o colapso progressivo contidas nas normas e códigos consultados durante a realização do trabalho, bem como uma análise crítica do conteúdo e forma de abordagem destas normas.

O quinto capítulo apresenta a metodologia de realização do trabalho, tanto para a proposta de classificação e descrição da estrutura e dos modelos analíticos, casos e modelos analisados e o método de análise para cada um.

O capítulo 6 apresenta os resultados obtidos para a proposta de classificação de estruturas segundo a necessidade de consideração do colapso progressivo e os resultados das simulações para todos os casos e modelos avaliados.

O capítulo 7 aborda as considerações finais obtidas ao longo do trabalho.

Por fim há as referências bibliográficas consultadas na realização do trabalho.

2. COLAPSO PROGRESSIVO

Embora colapso total ou parcial de uma estrutura resulte em grandes perdas econômicas e sociais, não é usual para uma estrutura ser projetada para resistir a este fenômeno, justamente pelo fato da ocorrência destes eventos serem, de certa forma, raras. Como salienta o NISTIR 7396 o dimensionamento de um edifício para resistir ao colapso progressivo pode exigir abordagens minuciosas que não costumam ser utilizadas. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007, p. 1)

A propagação de uma falha local inicial, em um elemento primário, por ocasião da inserção de ações excepcionais, analogamente a uma reação em cadeia é chamada de colapso progressivo. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007, p.1).

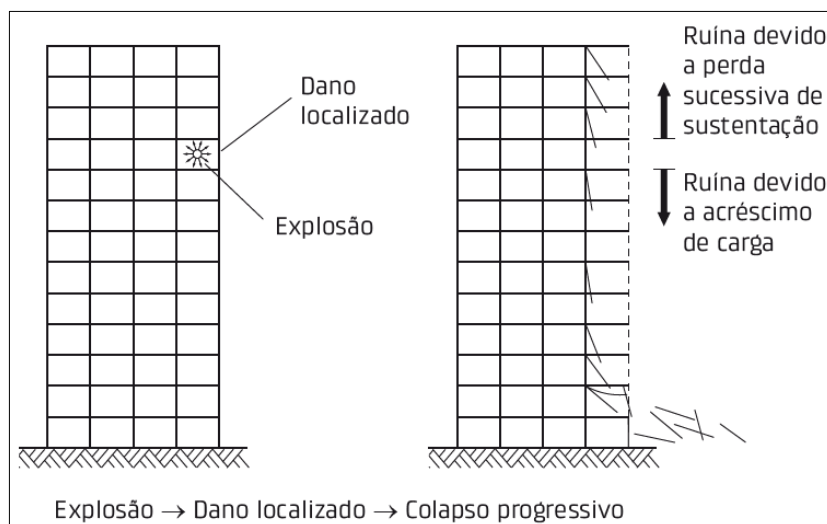
Conforme explanam os códigos ASCE 7 (2005) e GSA (2016), o colapso progressivo é definido como a propagação de uma falha local de um elemento a outro resultando, eventualmente, no colapso de toda a estrutura ou de uma parte desproporcional à causa inicial. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005, p.249; GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2003, p.1)

Isto é, a característica fundamental do colapso progressivo é que o estado final de falha é desproporcionalmente maior do que a falha que iniciou o colapso. Desta forma GSA expõe que já que esta definição está mais vinculada à consequência e na magnitude do evento e não na maneira como ocorre, o colapso progressivo pode ser chamado também de colapso desproporcional. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016, p.1).

O ASCE 7 (2005, p.250) cita alguns eventos que podem resultar no colapso progressivo de uma edificação ou de um elemento estrutural da mesma, como por exemplo, uso indevido intencional ou não, explosão de gás ou de líquidos industriais, impacto de veículo ou objetos em queda, efeitos de escavações adjacentes, erros de construção, ventos muito fortes, dentre outros.

A Figura 1 mostra um exemplo da dinâmica do colapso progressivo parcial de uma estrutura, com uma explosão como o gatilho da perda de estabilidade e posterior acréscimo de carga aos elementos adjacentes ao atingido.

Figura 1: Colapso progressivo em uma edificação



Fonte: El Debs, (2017, p.193).

A resistência ao colapso progressivo pode ser definida como a habilidade da estrutura se reacomodar com falha local apenas, após a perda de um único elemento. Portanto, embora os prejuízos sejam graves, o objetivo do projeto que considera o efeito de colapso progressivo é atenuar a propagação dos danos de modo desproporcional para evitar a instabilidade estrutural. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005, p.249).

O comportamento e a resistência de estruturas sujeitas ao colapso progressivo seja ela modificada para resisti-lo ou não, geralmente são avaliados através da simulação desse fenômeno, que consiste basicamente na remoção de pilares do pavimento térreo.

Izzudin et al. (2007) e Vlassis et al. (2007) propuseram uma estrutura simplificada para avaliação do colapso progressivo de um edifício de vários andares, considerando a perda repentina de pilares em um cenário de projeto. A estrutura resultante oferece um meio prático para avaliar a robustez estrutural em vários níveis de idealização. Esse estudo concluiu que as estruturas estudadas podem ser propensas ao colapso progressivo, especialmente devido à falha das ligações com as vigas secundárias no processo de transferência de carga aos elementos não danificados. Além disso, o reforço adicional nas lajes pode beneficiar a capacidade de transporte de carga e deformação. O estudo destaca também que as vigas de aço não são capazes de sobreviver à remoção de pilares, apesar de satisfazerem as disposições de integridade estrutural descritas pelo código utilizado.

Sasani et al. (2011) estudaram, experimentalmente e analiticamente, a resistência ao colapso progressivo de um edifício de 11 pavimentos em concreto armado sujeito a danos

iniciais severos, causados por explosão simultânea (remoção) de 4 pilares adjacentes no primeiro pavimento e 2 vigas perimetrais no segundo pavimento. A estrutura resistiu ao colapso progressivo com um deslocamento vertical permanente máximo de 56 mm na parte superior dos pilares retirados. Os mecanismos resistentes ao colapso progressivo, estudados e caracterizados nesse trabalho incluem principalmente a ação axial-flexão das vigas do segundo pavimento. O estudo demonstrou que o método de modelagem utilizado ignora a iteração axial e de flexão em vigas e pode subestimar a resistência do elemento aos esforços internos.

Sagiroglu e Sasani (2014) também investigaram a resposta de uma estrutura em concreto armado para diversos cenários de danos iniciais em diferentes locais. Os mecanismos resistentes foram caracterizados para um edifício de 7 andares projetado inicialmente baseado nas normas correntes e 15 diferentes cenários de dano inicial. Para os cenários simulados em que a estrutura não sofreu grandes deslocamentos verticais, os autores concluíram que a resistência ao colapso é fornecida principalmente pelo mecanismo de Vierendeel e pela iteração axial-flexão das vigas.

Dat et al. (2015) apresentaram uma abordagem simplificada para a avaliação do colapso progressivo em estruturas em concreto armado sujeitas a perda do penúltimo pilar. A resistência é calculada baseada em uma resposta estático-plástica idealizada de uma estrutura. A resposta é validada por resultados experimentais de 12 subestruturas. Foi demonstrado que a continuidade do reforço na parte inferior das vigas, que se estende até a ligação com os pilares, desempenha um papel importante na mitigação ao colapso progressivo.

Outro estudo sobre a resposta estrutural frente ao colapso progressivo foi realizado por Botez et al. (2015), que investigaram o comportamento estrutural de edifícios apertados em concreto armado sujeitos a cargas acidentais. Nesse estudo foram aplicados procedimentos não lineares buscando identificar a contribuição de mecanismos resistentes ao colapso progressivo. O estudo revelou que, para resistir a cargas anormais, as estruturas em concreto armado são capazes de desenvolver mecanismos de resistência suplementares além do comportamento da flexão.

Ren et al. (2016) também investigaram a resistência ao colapso progressivo de estruturas em concreto armado através de estudos experimentais. Mas, ao contrário dos estudos anteriores, consideraram as lajes. Dessa forma, obtiveram parâmetros do comportamento dessas estruturas e, especialmente, dos sistemas de piso. Os resultados foram obtidos através da análise das deformações do material e curvas do deslocamento de carga e demonstraram que sob pequenas deformações, a resistência ao colapso

progressivo foi amplamente afetada pela altura da viga, largura da laje e reforço sísmico nas vigas. E, sob grandes deformações, a resistência ao colapso progressivo foi influenciada principalmente pela área de reforço de toda a seção viga-laje. Segundo os autores, esses resultados são bastante diferentes dos obtidos anteriormente por estudos que desconsideraram a presença das lajes no sistema.

Lu et al. (2016) também analisaram estruturas considerando as lajes através de testes de laboratórios com subestruturas de concreto armado, buscando verificar a iteração viga-laje no colapso progressivo. O efeito de parâmetros críticos na resistência ao colapso foi investigado, analisando as cargas aplicadas, deformações estruturais e resistência dos materiais utilizados. Através deste estudo concluiu-se que as lajes aumentaram 146% a resistência ao colapso progressivo no caso de pequenas deformações e, 98% em grandes deformações.

Weng et al. (2017) propuseram um novo procedimento para análise de colapso progressivo em pórticos de concreto armado sujeitos à remoção de um ou mais pilares. Neste método é possível inserir as cargas de serviço antes da retirada dos pilares, o que deixa a simulação mais semelhante à realidade. Os resultados obtidos mostraram que os critérios de avaliação de danos propostos são eficazes e confiáveis para a análise progressiva de colapso de estruturas em concreto armado.

A resposta dinâmica de estruturas em concreto armado sujeitas a cenários de remoção de pilares sequenciais foi estudada por Arshian e Morgenthal (2016). Nesse estudo os autores utilizaram uma modelagem macro é utilizada para prever a redistribuição dinâmica de cargas gravitacionais após o colapso. O estudo demonstrou que as deformações plásticas permanentes e as forças seccionais máximas de um cenário de remoção sequencial são consideradas maiores, em média, em comparação com as obtidas em um cenário de remoção imediata. Além disso, verificou-se que os intervalos de tempo entre as remoções de pilares afetam consideravelmente a redistribuição das cargas e não deve ser negligenciado no caso de considerar um dano inicial extremo.

Para simplificar o estudo de estruturas sujeitas ao colapso progressivo, Qiao et al. (2018), investigaram uma subestrutura de um pavimento e seu comportamento foi aplicado a uma análise de um pórtico de vários pavimentos com o intuito de avaliar se modelos simplificados são suficientes para estudar o comportamento de edifícios inteiros na situação de colapso. Os autores concluíram que o modelo simplificado utilizado é razoável para verificar o comportamento de edifícios sujeitos ao colapso progressivo e que a estrutura estudada é capaz de resistir ao colapso progressivo.

2.1 A OCORRÊNCIA DO COLAPSO PROGRESSIVO NO BRASIL E NO MUNDO

Embora a situação de colapso de grande parte ou total de uma estrutura não seja tão comum, os danos associados à esses eventos são muito grandes. Certos casos se destacam mais do que outros, visto o número de vítimas ou a situação de destruição da estrutura.

Um dos casos mais conhecidos de colapso progressivo é o da parte sudeste de um edifício de 22 pavimentos, o *Ronan Point*, em Londres no ano de 1968 devido a uma explosão de gás de cozinha no 18º andar, que afetou primeiramente as paredes estruturais pré-fabricadas no mesmo andar e posteriormente a falha se alastrou ao resto do canto de todo o prédio, como ilustrado na Figura 2. (SLAGA, 2013).

Figura 2 - Colapso da parte sudeste do edifício Ronan Point



Fonte: Nelsson, (2018).

Outro caso notável é o das duas maiores torres do complexo de edifícios do *World Trade Center*, em 2001, que colapsaram totalmente após o impacto de uma aeronave em cada torre em um ataque terrorista.

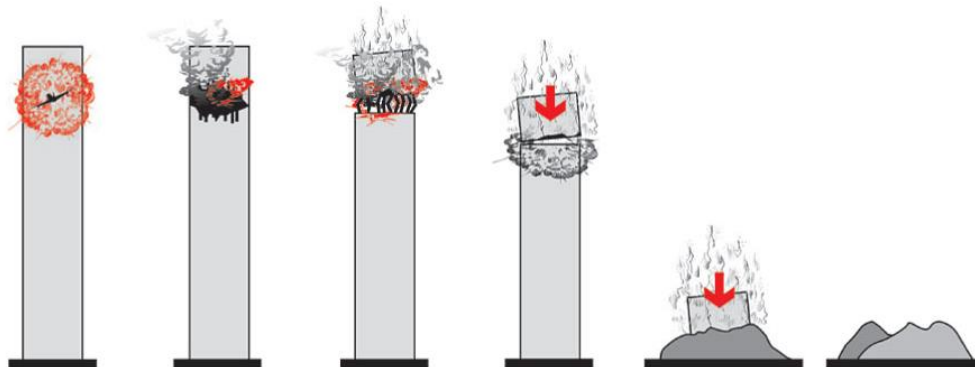
Neste caso, as colunas na zona de impacto da aeronave perderam sua capacidade de carga devido aos efeitos térmicos do incêndio e como resultado, a parte superior do edifício colapsou, acrescentando carga aos demais pavimentos fazendo-os colapsar também. (LALKOVSKI e STAROSSEK, 2013, p.284).

Dessa forma, as forças de impacto resultantes excederam muito a carga crítica de flambagem das colunas perto da zona de impacto, o que levou a liberação de outra parcela

de energia potencial. A energia absorvida pelas colunas era significativamente menor do que a energia potencial liberada durante o processo e por isso o colapso total era inevitável uma vez que a falha inicial ocorresse. (LALKOVSKI & STAROSSEK, 2013, p.284).

A Figura 3 mostra um esquema ilustrativo do desenvolvimento do colapso progressivo do tipo *pancake* ocorrido no desastre das torres do *World Trade Center*, desde o impacto da aeronave até o colapso total da torre.

Figura 3 - Progressão do colapso tipo *pancake* nas torres do World Trade Center



Fonte: Giles, (2011).

Outro caso notável é o colapso do *Murrah Federal Building*, em Oklahoma no ano de 1995, que envolveu características do tipo *pancake* e do tipo *dominó*, quando forças horizontais induzidas por falha inicial conduziram ao capotamento outros elementos. A Figura 4 mostra a destruição do edifício após o colapso de grande parte de sua estrutura.

Figura 4 - Colapso do edifício *Murrah Federal Building*, Oklahoma no ano de 1995



Fonte: Mcclelland, (2018).

Nesse edifício, a causa inicial para o colapso foi a explosão de uma bomba caseira que estava escondida em um caminhão alugado. Na explosão e posterior colapso da estrutura morreram 168 pessoas e o prédio foi posteriormente demolido. (JENKINS, 2019).

No Brasil, alguns casos de colapso podem ser destacados, como o do edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo, o caso do edifício Palace II e do edifício Liberdade, ambos no Rio de Janeiro.

O mais antigo dos três casos é o desabamento do edifício Palace II, em 1998, no Rio de Janeiro, matando 8 pessoas. Nesse caso, o edifício que havia sido construído em 1990, tinha sido interditado pela Defesa Civil por falhas estruturais e de acabamento. O laudo pericial constatou que o colapso ocorreu devido à dois pilares subarmados depois de uma falha nos detalhamentos dos elementos estruturais. Os mesmos haviam sido projetados para suportar 480 toneladas, mas pela falha no detalhamento, suportavam apenas 230 toneladas após sua execução. A Figura 5 mostra o colapso do edifício Palace II. (WERNECK, 1998).

Figura 5 - Desabamento do edifício Palace II devido ao subdimensionamento de dois pilares no térreo



Fonte: Tasso, (1998).

Outro colapso ocorrido na cidade do Rio de Janeiro foi o do edifício Liberdade de 20 pavimentos, em 2012, atingindo outros dois prédios, levando-os a ruína e deixando 23 mortos. A principal causa desse desabamento está relacionada à uma reforma no 9º pavimento, que era um pavimento de transição, o que não foi percebido pela empreiteira contratada, que causou danos aos pilares do pavimento. A Figura 6 mostra o local do desabamento do edifício Liberdade. (STURM, 2012).

Figura 6 - Local de desabamento do edifício Liberdade, no Rio de Janeiro



Fonte: Michael, (2012).

Já o edifício Wilton Paes de Almeida, de São Paulo, colapsou no ano de 2018, depois de um incêndio de grandes proporções. O prédio tinha sido construído em 1961 e na época do desabamento estava abrigando famílias de baixa renda que tinham ocupado o local. O prédio tinha 24 andares e seu colapso deixou 7 pessoas mortas. A provável causa do desabamento é de que os elementos estruturais perderam sua capacidade de carga pela alta temperatura do incêndio. A Figura 7 mostra o local e os escombros da estrutura do edifício. (TOMAZ, 2019).

Figura 7 - Desabamento do Edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo, no ano de 2018



Fonte: Whitaker, (2018).

2.2 TIPOS DE COLAPSO

Apesar de a desproporcionalidade entre o evento desencadeador e o resultado do efeito ser a característica principal do colapso progressivo, há diferentes motivos pelos quais isso pode ocorrer. Desta forma, é útil distinguir e descrever os diferentes tipos de colapso progressivo. (STAROSSEK, 2007, p.2302).

Existem seis tipos de colapso de acordo com as razões para a progressividade, o mecanismo desencadeador e suas características: *pancake*, *zíper*, dominó, seção, instabilidade e misto. (KOZLOVA, 2013, p. 16; STAROSSEK, 2007, p.2303).

As características e exemplos de casos dos tipos de colapso citados anteriormente serão explicados brevemente nos subitens que seguem abaixo.

2.2.1 COLAPSO TIPO PANCAKE

Os colapsos do tipo *pancake* são observados com mais frequência após fortes terremotos, embora o episódio desencadeador possa ser outro. Além disso, a extensão deste tipo de colapso pode variar entre a perda de um único pavimento ou até mesmo o colapso total da estrutura. (LALKOVSKI e STAROSSEK, 2014, p.1642).

As principais características do colapso tipo *pancake*, segundo Starossek (2007, p. 2303) são as seguintes:

- Falha inicial dos elementos que suportam cargas verticais;
- Separação parcial ou total e queda de componentes em movimento vertical;
- Transformação de energia potencial em energia cinética;
- Impacto de componentes estruturais separados e em queda na estrutura remanescente, com posterior falha dos mesmos;
- Progressão do colapso na direção vertical.

Um exemplo de destaque deste tipo de colapso foi observado no desastre do complexo de edifícios do *World Trade Center*, em Nova York no ano de 2001, em que aviões colidiram com as duas torres principais, desencadeando a perda de capacidade de carga vertical não apenas dos pavimentos do local de impacto, mas progredindo por toda a estrutura. (STAROSSEK, 2007, p. 2303).

2.2.2 COLAPSO TIPO ZIPPER

Já o colapso tipo *Zipper* não é condicionado à falência inicial dos elementos de suporte da estrutura e ao contrário do colapso tipo *pancake* não ocorre tipicamente por forças de impacto e sim por uma redistribuição de esforços em caminhos alternativos. (STAROSSEK, 2007, p. 2303).

Para Starossek (2007, p.2303) a dinâmica deste tipo de colapso desencadeia-se da seguinte forma:

- Colapso preliminar de um ou mais elementos estruturais, não necessariamente devido a uma força de impacto;
- Propagação das cargas suportadas nos elementos em falha pelos membros restantes da estrutura;
- Surgimento de cargas dinâmicas impulsivas devido à falha abrupta inicial;
- Resposta dinâmica da estrutura remanescente à carga impulsiva;
- Falha dos elementos semelhantes ou adjacentes aos colapsados inicialmente devido à concentração de força causada;
- Progressão do colapso na direção transversal às forças principais nos elementos em falha.

A propagação das falhas ocorre quando os caminhos alternativos que a princípio se formam no sistema, sobrecarregam os membros restantes e culminam com a falha de elementos indispensáveis à estabilidade da estrutura. (STAROSSEK, 2007, p. 2303).

Para Aoki et al. (2013, p.1) um exemplo deste tipo de colapso pode acontecer quando há a perda de cabos em pontes, por exemplo, resultando então em altas cargas dinâmicas impulsivas na estrutura e provocando por fim um colapso generalizado da estrutura, classificado como colapso do tipo *zipper*. Este tipo de colapso ocorreu com a Ponte *Tacoma Narrows*, em 1940 em que depois que os primeiros cabos suspensores se romperam devido às vibrações excessivas induzidas pelo vento na viga da ponte, que se soltou e caiu, como mostra a Figura 8.

Figura 8 - Colapso da ponte de *Tacoma Narrows*



Fonte: Zaski, (2000).

2.2.3 COLAPSO TIPO DOMINÓ

O colapso do tipo dominó se assemelha ao *pancake* em alguns aspectos, especialmente na ocorrência e importância das forças de impacto e igualmente por que uma parte substancial da energia potencial é transformada em energia cinemática durante a queda e tombamento dos elementos estruturais nos dois casos. (BI et al, 2015, p. 173;)

Contudo, o colapso do tipo dominó leva algumas características distintivas, como por exemplo, o tombamento de elementos individuais e o fato de que as forças que ocasionam a ação de propagação de falhas não atuam na direção principal das forças transmitidas por aquele elemento antes do início do colapso. (STAROSSEK, 2007, p.2303).

Starossek (2007, p.2303) descreveu também o modo de ocorrência do colapso tipo dominó através das etapas descritas a seguir:

- Falha e capotamento em movimento angular de corpo rígido de um elemento em torno de sua borda inferior;
- Transformação da energia potencial em cinemática;
- Impacto lateral da borda superior desse elemento na face lateral de outro, gerando uma força de empurrão de origem estática e dinâmica, já que resulta da inclinação e do movimento do elemento impactante;
- Tombamento do próximo elemento;
- Progressão do colapso na direção do capotamento.

Esse tipo de colapso ocorre especialmente em arranjos de estruturas isoladas, por exemplo, torres de transmissão de energia elétrica, que podem tombar causando um colapso de grandes proporções. (STAROSSEK, 2007, p.2303).

2.2.4 COLAPSO TIPO SEÇÃO

Este tipo de colapso ocorre quando uma parte da seção transversal de um membro essencial à estabilidade da estrutura, uma viga, por exemplo, sujeita a um momento fletor sofre ruptura ao longo de seu comprimento e suas forças internas se redistribuem no restante do elemento, causando um aumento substancial de tensão em alguns locais, o que pode resultar na ruína deste e de outros elementos do sistema e assim a progressão da falha inicial. (STAROSSEK, 2007, p. 2304).

O colapso tipo seção normalmente é chamado de fratura rápida e não colapso progressivo. (STAROSSEK, 2007, p. 2304). Para Smith (2006, p.118), a diferença mais notória entre a fratura rápida e o colapso progressivo é que o segundo é um evento dinâmico em que é possível avaliar a energia cinética da estrutura à medida que ocorre o colapso.

Além disso, o colapso tipo seção assemelha-se a outro tipo, o zíper, e por isso os métodos de analogia e para o tratamento de falhas do segundo pode também ser aplicado ao primeiro. (STAROSSEK, 2007, p. 2304).

Starossek (2007, p.2304), salienta que a diferença, no entanto, é que a seção transversal que permite a ocorrência do colapso tipo seção é homogênea, enquanto que a seção de um elemento submetido ao efeito do colapso tipo zíper, uma ponte, por exemplo, é formada por vários elementos de diferentes propriedades.

2.2.5 COLAPSO TIPO INSTABILIDADE

O colapso do tipo instabilidade ocorre quando pequenas perturbações, como imperfeições, por exemplo, conduzem à grandes deformações ou colapso. Este tipo é caracterizado principalmente pela falha de um elemento que estabiliza outro, sujeito à carga de compressão, como por exemplo, elementos de contraventamento ou de treliça. (STAROSSEK, 2007, p. 2304).

Segundo Starossek (2007, p.2305), o colapso por instabilidade do sistema ocorre seguindo os passos a seguir:

- Falha inicial de um elemento estabilizador de outro sujeito à carga compressiva;
- Instabilidade dos elementos sujeitos à compressão;
- Falha destes elementos por pequenas perturbações;
- Progressão do colapso.

2.2.6 COLAPSO TIPO MISTO

Apesar dos tipos de colapso citados anteriormente abrangerem grande parte dos eventos já ocorridos, alguns ainda não se encaixam ou misturam características de mais de uma categoria de colapso.

Por exemplo, se a falha inicial ocorrer por flambagem de uma coluna e esta falha se propague a outras, este poderia ser um colapso do tipo *zipper*, mas, se posteriormente ocorrer a redução da rigidez e contraentamento da estrutura desestabilizando o sistema, esta já é característica do colapso do tipo instabilidade. (STAROSSEK, 2007, p. 2305).

Um exemplo é o colapso do *Murrah Federal Building*, em Oklahoma no ano de 1995, que envolveu características do tipo *pancake* e do tipo *domino*, quando forças horizontais induzidas por falha inicial conduziram ao capotamento outros elementos.

2.3 CONCLUSÃO DO CAPÍTULO

O colapso progressivo é um fenômeno bastante singular, onde há a ocorrência de situações de carregamentos excepcionais aplicadas à estrutura gerando a falha de elementos que são essenciais à estabilidade estrutural e com isso o colapso de parte ou total da estrutura.

Dessa forma, é normal que os estudos do colapso progressivo, embora existam há um longo tempo, tenham se intensificado com a ocorrência de colapso progressivo em estruturas bastante conhecidas e com grande número de perdas, tanto de vidas humanas quanto no aspecto econômico.

Mesmo com a ascensão desses estudos, a abrangência dos estudos de estruturas de concreto armado sujeitas ao colapso progressivo ainda é bastante limitada, concentrando-se em países em que ocorrem esses eventos anormais, como sismo, por exemplo.

No Brasil, o colapso progressivo quase não é disseminado, visto que sua ocorrência quase sempre é condicionada à alguns aspectos específicos da estrutura, como por exemplo, a atuação de cargas excepcionais conjuntamente ao mau estado dos elementos estruturais aos quais as cargas estão incidindo ou então erros de projeto.

Entretanto, em seu texto, a norma brasileira de projeto e dimensionamento de estruturas de concreto armado, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) recomenda que qualquer estrutura seja verificada para o estado limite último de colapso progressivo.

3. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO E PREVENÇÃO AO COLAPSO PROGRESSIVO

Neste capítulo são apresentados os métodos desenvolvidos e presentes em documentos internacionais para auxiliar na prevenção do colapso progressivo, que são utilizados neste trabalho. Estes métodos são: o método indireto ou método das amarrações e o método direto, que se divide entre o método da resistência local específica e o método dos caminhos alternativos de carga.

3.1 INTRODUÇÃO

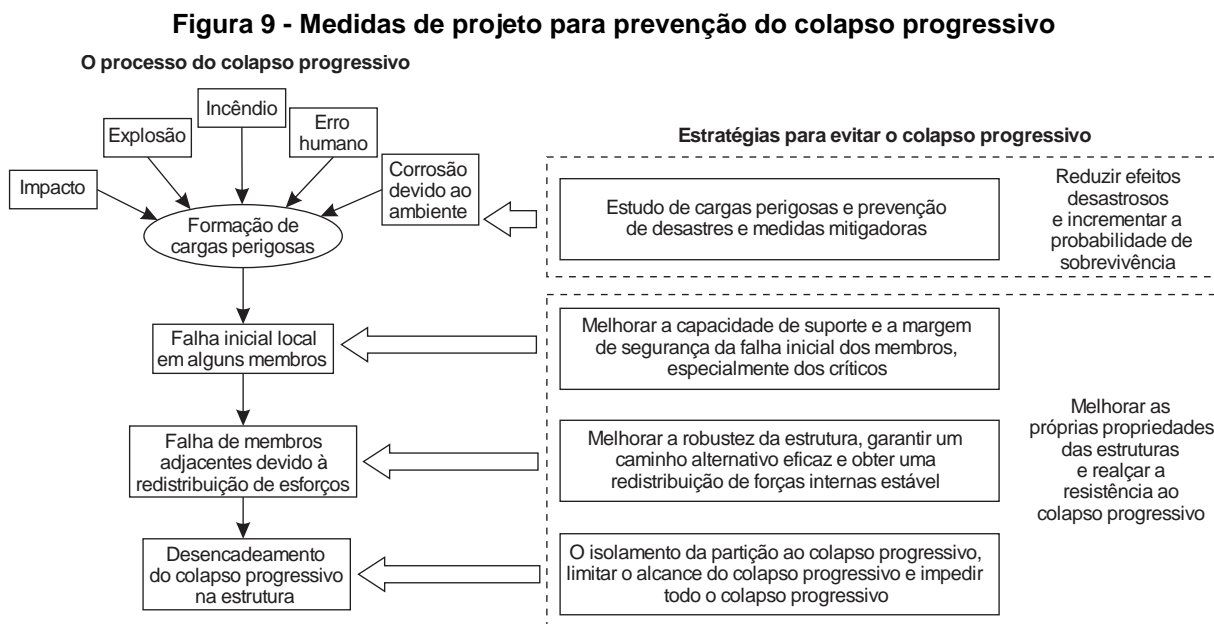
O estudo e aperfeiçoamento de métodos de atenuação da progressão do cenário colapsivo têm como motivação salvar vidas, retardando a evolução do colapso até a evacuação da estrutura. (LARANJEIRAS, 2011).

Desta forma, Laranjeiras (2011) salienta que para prevenir o colapso progressivo os métodos devem permitir a estrutura manter sua integridade e também evitar a progressão desproporcional de danos e colapsos.

Diversos aspectos de uma estrutura podem influenciar sua propensão a colapsar, como: tipo e localização da ação excepcional, tecnologia construtiva empregada e características do sistema estrutural. (DIMAS, 2014, p.5).

A Figura 9 ilustra algumas estratégias para a prevenção do colapso progressivo estrutural. Em Wang et al. (2014), para cada etapa da ocorrência do colapso estrutural devido à uma ação desproporcional inicial, são delineadas abordagens que podem ser incluídas no projeto de estruturas e que irão minimizar as etapas do fenômeno. Por exemplo, para a falha inicial de alguns membros, devido a uma situação de carregamento excepcional, recomenda-se que se desenvolvam suas capacidades de suporte. Para as

falhas dos elementos adjacentes, recomenda-se o aumento da robustez da estrutura adicionando a capacidade de haver um caminho alternativo para a redistribuição dos esforços internos. E, para o desencadeamento do colapso progressivo na estrutura, Wang et al. (2014) recomenda o isolamento da área colapsada para limitar o alcance do mesmo e impedir o colapso total da estrutura.



Fonte: Adaptado de Wang et al., (2014, p. 188).

Conforme Nair (2004, p.43) e Laranjeiras (2011) as estratégias de manutenção da integridade de uma estrutura estão alinhadas com três abordagens:

- Redundância ou caminhos alternativos;
- Continuidade;
- Resistência local ou ductilidade;

A primeira abordagem tem como vantagem a simplicidade e objetividade. Ela consiste em projetar a estrutura de forma a desenvolver caminhos alternativos que suportem a redistribuição de esforços internos, caso qualquer componente primário falhe. (NAIR, 2004, p.43).

Já a abordagem da continuidade, segundo Laranjeiras (2011) auxilia a redistribuição de cargas por meio da conexão conveniente entre elementos como vigas, pilares e lajes em caso de um colapso iniciar. Além disso, essa propriedade relaciona-se com o monolitismo e com a hiperestaticidade do sistema estrutural.

A terceira abordagem diz respeito à capacidade de plastificação da estrutura frente às grandes deformações que ocorrem no caso de uma falha ou colapso de um dos elementos que compõe a estrutura. Ou seja, a ductilidade é a capacidade da estrutura

sustentar grandes deformações plásticas sem se romper. (STAROSSEK et al., 2011, p. 2092).

Essas abordagens serviram de base para o estudo de métodos de prevenção do colapso progressivo, que resultaram nos principais métodos de prevenção conhecidos. Alguns documentos oficiais que abordam o colapso desproporcional como o GSA (2003), o NISTIR 7396 (2007), o ASCE 7 (2016), o STO (2009) e o UFC 4-023-03 (2009) trazem essas duas abordagens principais: o método direto e o método indireto. Os próximos tópicos trazem as principais informações a cerca das duas filosofias de prevenção.

O método direto ou método dos caminhos alternativos de carga é o mais divulgado e investigado. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016). Lim et al. (2018) avaliaram a robustez de estruturas sob o colapso progressivo através desse método. Para isso propuseram um modelo analítico simplificado para facilitar a predição da resistência da subestrutura afetada e concluíram que esse modelo é capaz de prever o comportamento da estrutura de forma satisfatória quanto aos mecanismos resistentes ao colapso progressivo.

Zhang e Chen (2013) utilizaram o procedimento linear estático do método dos caminhos alternativos de carga num edifício de 5 pavimentos projetado com normas correntes para estudar a habilidade da estrutura resistir ao colapso progressivo. O estudo concluiu que o edifício estudado não seria capaz de resistir ao colapso progressivo, segundo o cálculo da relação demanda-capacidade dado pelo método utilizado.

Este método foi utilizado ainda por Hafez et al. (2012) para demonstrar suas vantagens no projeto de estruturas usando o método do elemento aplicado e até mesmo nos casos em que o código permite o uso do método indireto, através de um estudo de caso num edifício comercial de 7 pavimentos. Concluiu-se, através desse estudo, que os métodos estudados foram satisfatórios para analisar o comportamento de edifícios sujeitos ao colapso progressivo.

3.2 APLICABILIDADE E CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Tanto o método direto quanto o indireto, nas suas diferentes abordagens, são aplicáveis a determinados tipos de estrutura, dependendo da finalidade destes documentos. Nos documentos normativos as estruturas são classificadas entre aquelas que precisam ou não ser verificadas e projetadas conforme considerações de colapso progressivo dependendo do risco de dano associado e ainda, qual método deve ser usado para cada

tipo de estrutura. O reconhecimento dessa classificação contribui em poupar esforços do projetista e evitar dimensionamentos superestimados.

Essa classificação inicial relaciona-se com características da estrutura como ocupação, utilização ou risco de perda de vida humana em caso de evento que resulte em ausência da estabilidade estrutural. O GSA (2016), por exemplo, permite a aplicação dos métodos contidos em seu texto em todas as novas construções de edifícios do governo norte-americano, classificadas pelo número de pavimentos e pelo índice *Facility Security Level (FSL)* ou nível de segurança das instalações, que classifica as estruturas segundo vários requisitos de segurança, especialmente no que diz respeito à atentados terroristas. (INTERAGENCY SECURITY COMMITTEE, 2016).

Nesse sentido, o GSA (2016) classifica as estruturas em FSL I, II, III, IV e V, e categoriza a necessidade da consideração em projeto do colapso progressivo, conforme os itens abaixo:

- FSL I e II: São estruturas classificadas como de baixa ocupação e baixo risco de perda de vida humana e dessa forma, o projeto considerando o colapso progressivo não é necessário, independente do número de pavimentos;
- FSL III e IV: São estruturas classificadas como de alta ocupação e com risco considerável de perda de vida humana, e nesse caso, o colapso progressivo deve ser considerado em projeto através dos dois métodos abordados no documento, o método dos caminhos alternativos de carga e o método da redundância (*Alternate Path e Redundancy*), desde que a edificação tenha 4 ou mais pavimentos ocupados;
- FSL V: O método dos caminhos alternativos de carga (*Alternate Path*) deve ser considerado nesse caso em todos os edifícios desta categoria, independente do número de pavimentos.

Outro documento que traz classificação das estruturas com a finalidade de contribuir com a atribuição da necessidade da consideração do colapso progressivo no projeto é o ASCE 7 (2017). Essa classificação, mostrada no Quadro 1, baseia-se no risco à vida humana, saúde e bem estar associado com os danos ou falhas da sua natureza de ocupação ou uso e serve para fins de aplicação das cargas de neve, inundações, vento, terremoto e gelo, mas pode servir para conceder a utilização dos critérios de projeto para colapso progressivo.

Quadro 1 - Classificação de Risco de estruturas segundo o ASCE 7 (2017), para fins de aplicação de cargas como: neve, vento, sismo e gelo

Uso/Ocupação	Categoria de Risco
Edifícios e outras estruturas que apresentam baixo risco à vida humana em caso de falha	I
Todos os edifícios e outras estruturas que não estão listadas nas categorias de risco I, III e IV.	II
<p>Edifícios e outras estruturas que não estão listados na categoria IV, com potencial para causar impacto substancial e/ou perturbação em massa da vida civil no dia-a-dia em caso de falha;</p> <p>Edifícios e outras estruturas não presentes na categoria IV (inclusive, mas não limitado à: instalações que fabricam, processam, manipulam, armazenam, utilizam ou descartam substâncias como combustíveis perigosos, produtos químicos perigosos, resíduos perigosos ou explosivos) contendo substâncias tóxicas ou explosivas quando a quantidade do material excede a quantidade limite estabelecida pela autoridade competente e é suficiente para representar uma ameaça para o público se liberado.</p>	III
<p>Estruturas e outras edificações tidas como instalações essenciais;</p> <p>Estruturas e outros edifícios que representam um grande risco à sociedade em caso de falha;</p> <p>Edifícios e outras estruturas (incluindo, mas não se limitando a: instalações que fabricam, processam, manipulam, armazenam, utilizam ou descartam substâncias como combustíveis perigosos, produtos químicos perigosos ou resíduos perigosos) contendo quantidades suficientes de substâncias altamente tóxicas.</p>	IV

Fonte: American Society of Civil Engineers, (2017, p.4).

A categorização de estruturas conforme sua utilização e dano associado no Quadro 1 assemelha-se com a classificação utilizada no UFC 3-301-01 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2018) que é utilizado como base para a determinação da categoria de ocupação do UFC 4-023-03 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009).

As categorias de ocupação determinadas pelo UFC 4-023-03 (2009) são utilizadas no documento para medir as possíveis consequências do colapso progressivo, caso o mesmo ocorra em alguma das edificações federais que o código abrange e, com isso, é possível determinar os requisitos e métodos de projeto contra o colapso progressivo dependendo da categoria de ocupação da edificação. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2013). O Quadro 2 exibe a classificação das edificações segundo seu uso/ocupação de acordo com o determinado pelo código citado acima.

Quadro 2 - Classificação de estruturas segundo as categorias de ocupação do UFC 4-023-03

Natureza da Ocupação	Categoria de Ocupação
<p>Categoria I do UFC 3-301-01 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2018):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Edifícios que representam baixo risco à vida humana no caso de um evento falho, incluso, mas não limitado à: instalações de agricultura, instalações temporárias, pequenas instalações de armazenamento; <p>Edifícios de baixa ocupação definidos segundo o UFC 4-010-01 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2018):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Qualquer porção de edifício ocupado por menos de 11 funcionários do Departamento de Defesa dos Estados Unidos ou com uma densidade populacional de menos de 1 pessoa por 40 m². 	I
<p>Categoria II do UFC 3-301-01 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2018):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Edifícios não inclusos nas categorias I, III e IV; <p>Prédios com circulação de menos de 50</p>	II

<p>funcionários, prédios residenciais principais, alas de trabalho e habitação de alta ocupação, ou seja, 13 ou mais unidades por edifício, segundo definição do UFC 4-010-01 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2018)</p>	
<p>Categoria III do UFC 3-301-01 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2018):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Edifícios e outras estruturas que representam um risco substancial à vida humana ou representam perda econômica significativa em caso de falha, incluindo: edifícios em que a função primária é a reunião de pessoas e onde a ocupação seja igual ou superior à 300 pessoas; Estruturas utilizadas para escolas e creches, com ocupação maior do que 250 pessoas; Edifícios utilizados como faculdades e universidades, com ocupação maior do que 500 pessoas. 	III
<p>Categorias IV e V da classificação do UFC 3-301-01 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2018):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Incluindo, mas não limitado a: Estruturas designadas a serviços essenciais, tais como: delegacias, garagens de veículos de emergência, corpo de bombeiros, centros de operação e comunicação de desastres naturais, e estruturas utilizadas como bases militares. 	IV

Fonte: Department of Defense, (2013, p.7).

Observa-se que, como as normas consultadas a respeito de colapso progressivo foram desenvolvidas em sua maioria com o objetivo de inserir recomendações de projeto de estruturas públicas ou de órgãos federais, a sua classificação segundo risco ou ocupação restringe-se também a esse tipo de edifícios.

Além da categorização segundo a ocupação, o UFC 4-023-03 (2009) traz os requisitos de projeto contra o colapso progressivo a serem aplicados para cada categoria de ocupação. Esses requisitos estão no Quadro 3.

Quadro 3 - Requisitos específicos a serem aplicados nos projetos das estruturas das categorias de ocupação I, II, III, IV do UFC 4-023-03

Categoria de Ocupação	Requisitos de projeto
I	Sem requisitos específicos.
II	Duas opções possíveis: 1) Método das amarrações para toda a estrutura e Resistência Local Específica para os pilares de canto e penúltimos pilares ou paredes do primeiro pavimento; 2) Método dos Caminhos Alternativos de carga para locais específicos de remoção de pilares e paredes.
III	Método dos Caminhos Alternativos para locais de pilares ou paredes removidos e Método da Resistência Local Específica para todos os pilares ou paredes do primeiro pavimento.
IV	Método das Amarrações para locais específicos de pilares removidos e Método da Resistência Local Específica para todos os pilares ou paredes do primeiro pavimento.

Fonte: Department of Defense, (2013, p. 8).

3.3 MÉTODO INDIRETO

O método indireto ou do inglês, *tie forces method*, é empregado no Reino Unido desde a década de 1970 e é satisfatório para estruturas que necessitam baixo grau de proteção contra o colapso progressivo. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007, p.40).

A abordagem do método indireto é mais descritiva e serve para fornecer o mínimo de conectividade entre os componentes estruturais. O NISTIR 7396 (2007, p.40) trata o método indireto como uma abordagem implícita, que incorpora medidas gerais com objetivo de

umentar a robustez da estrutura e realiza-se pela inclusão de medidas gerais ao longo do processo de seleção e dimensionamento do sistema estrutural.

Além do NISTIR 7396 (2007), dentre as normas pesquisadas para este trabalho, outras duas trazem em parte ou em sua totalidade a metodologia de aplicação do método indireto, o Eurocode 2 (2004) e o UFC 4-023-03 (2009).

O UFC 4-023-03 (2009) traz os requisitos estruturais para a aplicação do método e recomenda a sua aplicação através do fator de carga e resistência de projeto em que é aplicado um fator de redução a força das amarrações. O código menciona também a resistência a ser suportada por cada tipo de amarração recomendada (longitudinal, transversal e periférica) e como deve ser feita sua continuidade e ancoragem.

Em contraponto, o NISTIR 7396 (2007) não oferece maiores informações sobre o método, abordando somente requisitos a serem cumpridos na sua em estruturas de diversos tipos de materiais.

O Eurocode 2 (2004) também recomenda que sejam feitas amarrações periféricas, internas, horizontais em pilares ou paredes e laços verticais onde forem necessários. Ademais, traz a resistência a ser alcançada por cada laço para que a proteção contra o colapso progressivo esteja satisfeita.

Nos próximos subitens são apresentadas as diretrizes do método indireto de acordo com cada norma ou código considerado neste trabalho e que trazem informações de cálculo que poderão ser utilizadas no modelo estudado.

3.3.1 UFC 4-023-03 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009)

Segundo o UFC 4-023-03 (2009), o método indireto ou método das amarrações, cria na estrutura uma resistência à tração que é usada para transferir cargas de uma possível região danificada para a parte em que a estabilidade e integridade foram mantidas.

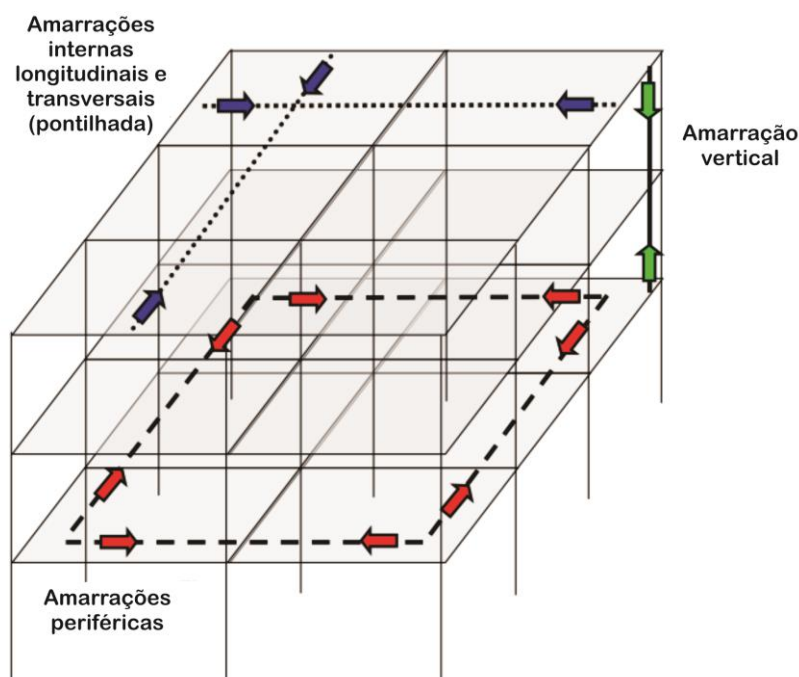
Essas forças de amarração podem ser fornecidas pelos elementos estruturais já existentes, projetados de acordo com os métodos convencionais para transportar cargas usuais impostas à estrutura. Com isso, se a estrutura existente ou o projeto de uma nova estrutura não atende aos requisitos impostos pelo código para o método indireto, o mesmo recomenda a adição de novos membros ou então do redimensionamento dos membros preliminares. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009, p.12).

Com a aplicação do método indireto, o edifício é mecanicamente amarrado, o que faz com que sua continuidade, ductilidade e o desenvolvimento de caminhos alternativos de

carga no caso da falha de um elemento primário, como um pilar, por exemplo, sejam aperfeiçoados. (DEPARTAMENT OF DEFENSE, 2009, p.12).

Para o documento considerado nesse subitem, três amarrações devem ser fornecidas ao edifício: amarração longitudinal, transversal e a periférica, conforme ilustra a Figura 10. Essas amarrações podem ser fornecidas pelos elementos já existentes, se os mesmos forem capazes, ou então através de novas armaduras ou elementos inseridos no sistema estrutural.

Figura 10 - Amarrações periféricas, verticais e longitudinais pelo UFC 4-023-03



Fonte: Adaptado de Department of Defense, (2009, p.14).

Para o emprego desse método, o UFC 4-023-03 (2009, p. 13) cita que as estruturas reticuladas devem conter, nas duas direções, quatro ou mais áreas retangulares ou quadradas delimitadas por elementos estruturais verticais - os pilares.

Além disso, essa norma utiliza a filosofia e abordagem do fator de carga e resistência de projeto, o chamado LRFD, do inglês *Load and Resistance Factor Design*, que possibilita a consideração das incertezas que existem na construção de um edifício, como por exemplo, a resistência deficiente do material, erros de construção, falhas de projeto, dentre outros. Isso porque todas essas incertezas ainda estão presentes após o término da construção do edifício e por isso estarão presentes também caso ocorra um colapso progressivo.

A resistência nominal de amarração da estrutura, R_n , é calculada por um código específico em função do material utilizado. O valor de R_n , ponderado por um fator de

redução deve ser maior que a resistência requerida R_u para a amarração, conforme a Equação 1.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1)$$

Em que:

- ϕ é o fator de redução;
- R_n é a resistência nominal da amarração, calculada por um código específico dependendo do material utilizado;
- ϕR_n é a resistência de amarração de projeto;
- R_u é a resistência requerida para a amarração;

A resistência requerida de amarração, R_u , dada pela Equação 2, é o resultado do somatório do produto do fator de carga, γ , com o efeito de carga, Q_i .

$$R_u = \sum \gamma_i Q_i \quad (2)$$

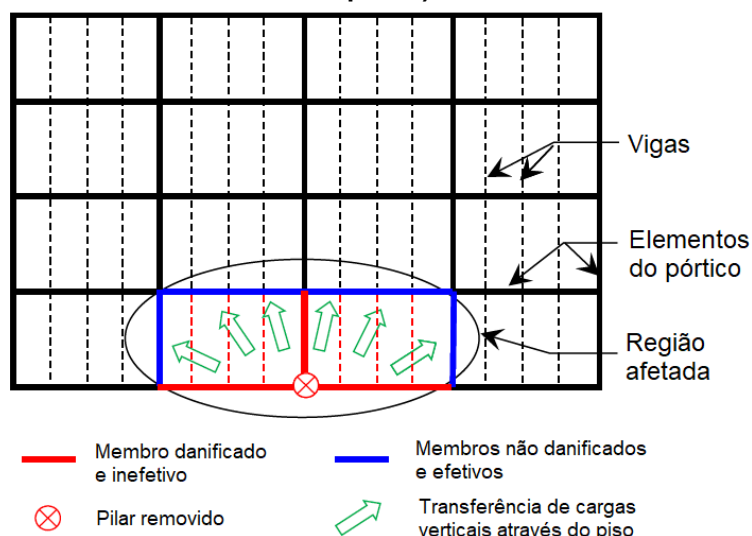
Onde:

- γ_i é o fator de carga;
- Q_i é o efeito de carga;

O UFC 4-023-03 (2009) recomenda que os sistemas de amarrações sejam transportados pelos sistemas de lajes ou pisos, visto que as vigas geralmente não são projetadas para suportar grandes rotações.

Basicamente, o sistema de pisos transferirá as cargas verticais da seção danificada, através de mecanismos de resistência ao colapso progressivo, como ação da catenária ou então de membrana, para os membros horizontais que não estejam deteriorados e que por sua vez transferirão a carga para os elementos que suportam as cargas verticais, como mostra a Figura 11.

Figura 11 - Transferência das cargas da região danificada para os membros não afetados (vista superior)



Fonte: Adaptado de Department of Defense, (2009, p. 92).

Diante disso, o UFC 4-023-03 (2009) disserta que há a necessidade de se calcular a carga do piso e da laje que estarão envolvidas na transferência de cargas motivada pelas amarrações requeridas pelo método indireto. A carga da laje é utilizada para o cálculo da resistência necessária dos sistemas de amarração da estrutura e então é calculada através da Equação 3.

$$w_F = 1,2D + 0,5L \quad (3)$$

Em que:

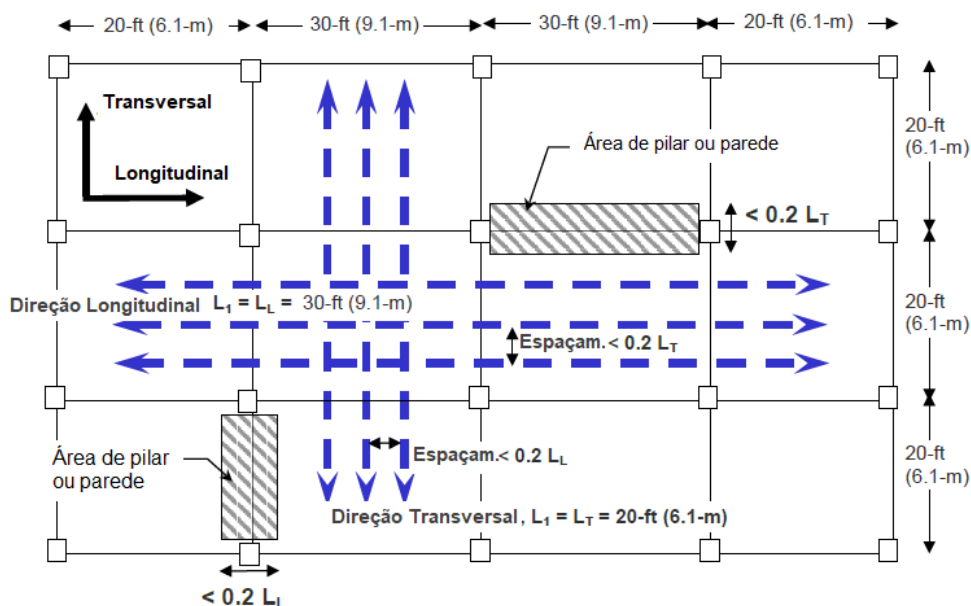
- w_F é a carga da laje, em kN/m²;
- D é a carga permanente atuante, em kN/m²;
- L é a carga variável atuante, em kN/m².

O UFC 4-023-03 (2009) enfatiza que o projeto das amarrações é considerado separadamente das forças que são tipicamente abordadas e transportadas por cada elemento estrutural devido aos carregamentos convencionais, como as cargas permanentes, variáveis, de vento, dentre outros.

Além disso, como citado anteriormente, as lajes são utilizadas para fornecer a resistência de amarração longitudinal, transversal e vertical. As vigas também podem ser utilizadas desde que ela e suas conexões sejam capazes de transportar a força de amarração interna total atuando sobre o seu vão, com uma rotação de até 0,20 radianos ou 11,3°. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009).

Quanto à disposição das amarrações verticais e longitudinais, o ASCE 4-023-03 (2009) menciona que devem ser distribuídas ortogonalmente entre si através das lajes e devem ser ancoradas nas amarrações periféricas em cada extremidade. Os seus espaçamentos devem ser menores que $0,2L_T$ ou $0,2L_L$, onde L_T e L_L são as maiores distâncias entre os centros das colunas que suportam os espaços adjacentes, conforme mostra a Figura 12.

Figura 12 - Direção das amarrações segundo o método indireto e espaçamento entre elas



Fonte: Adaptado de Department of Defense, (2009).

Com os conceitos preliminares desenvolvidos, têm-se as resistências necessárias para cada tipo de amarração exigida pelo método indireto, de acordo com o UFC 4-023-03 (2009). A resistência das amarrações transversal e longitudinal é dada pela Equação 4.

$$F_i = 3w_F L_1 \quad (4)$$

Onde:

- w_F é a carga incidente da laje em kN/m^2 ;
- L_1 a maior das distâncias entre os centros de pilares, quadros ou paredes de suporte de qualquer dois espaços adjacentes de lajes na direção considerada, como mostra a Figura 11.

Já a resistência requerida para as amarrações periféricas, que também são transportadas pelo sistema de lajes (ou de vigas caso respeitem as condições de deslocamento especificadas), para estruturas reticuladas é obtida através da Equação 5.

$$F_p = 6w_F L_1 L_p + 3W_c \quad (5)$$

Em que:

- w_F é a carga da laje em kN/m²;
- W_c é a carga permanente de revestimento sobre o comprimento L_1 multiplicada pelo fator de carga e resistência (LRFD) igual à 1,2;
- L_p é igual a 1 metro.

Para as amarrações verticais, são usados os pilares ou paredes estruturais para transportá-las e segundo as recomendações do UFC 4-023-03 (2009) e não precisam ser alongadas até a fundação da edificação. A sua resistência de projeto deve ser igual à maior carga vertical recebida pelo pilar de qualquer pavimento, usando a carga da laje referente à área de atuação do pilar.

3.3.2 EUROCODE 2 (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004)

Para o Eurocode 2 (2004), estruturas que não são projetadas para suportar ações acidentais devem conter um sistema de amarração adequado, com o objetivo de evitar o colapso progressivo através do fornecimento de caminhos alternativos de carga. Para isso, os seguintes sistemas de amarração devem estar contidos na estrutura: amarrações periféricas, amarrações internas, amarrações horizontais de pilares e verticais onde forem necessários. Essas amarrações podem ser parcialmente ou em sua totalidade, dadas pelo próprio reforço de aço dimensionado para outros fins em pilares, paredes, vigas e lajes.

No método indireto as amarrações são reconhecidas como medidas mínimas para a proteção contra o colapso progressivo em uma estrutura, não sendo considerada como um reforço adicional exigido pela análise estrutural. (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004).

O Eurocode 2 (2004) recomenda que em cada laje de piso ou de teto haja uma amarração periférica contínua a 1,2 m da borda que pode incluir como parte do reforço a amarração interna. Essa amarração periférica deve ser capaz de resistir a uma força de tração dada pela Equação 6.

$$F_{tie,per} = l_i q_1 \geq Q_2 \quad (6)$$

Na qual $F_{tie,per}$ é a resistência da amarração, l_i é o comprimento do último vão da estrutura e os valores recomendados por esta norma para q_1 e Q_2 são 10 kN/m e 70 kN, respectivamente.

Já as amarrações internas devem estar em cada laje de cada pavimento em duas direções aproximadamente em ângulo reto e devem ser contínuas em todo seu comprimento, bem como devem ser ancoradas nas amarrações periféricas. (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004).

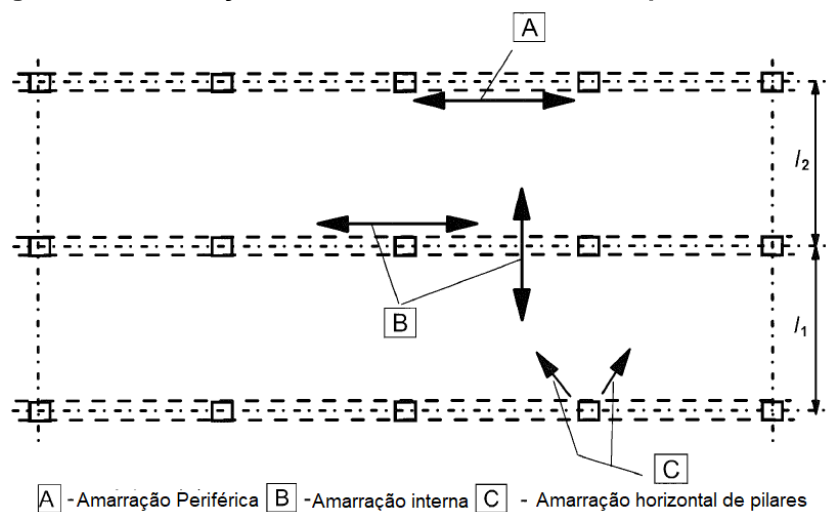
Ao contrário do UFC 4-023-03 (2009), o Eurocode 2 (2004) permite que as amarrações internas sejam agrupadas nas vigas ou então sejam distribuídas uniformemente nas lajes. Além disso, a norma europeia recomenda também que as amarrações internas devem ser capazes de resistir um valor recomendado de projeto de tração $F_{tie,int}$ de 20 kN/m em cada direção.

Já em lajes sem contra piso, onde as amarrações não podem ser distribuídas ao longo da direção do vão, as amarrações transversais são agrupadas ao longo das vigas e para esse caso, a força mínima é dada por meio da Equação 7.

$$F_{tie} = q_3(l_1 + l_2)/2 \geq Q_4 \quad (7)$$

Em que, l_1 e l_2 são o comprimento dos vãos das lajes em ambos os lados da viga, em metros, respectivamente, conforme mostra a Figura 13. Os valores recomendados de q_3 e Q_4 são 20 kN/m e 70 kN, respectivamente.

Figura 13 - Amarrações na estrutura recomendadas pelo Eurocode 2



Fonte: Adaptado de The European Union Per Regulation, (2004, p.170).

Em relação às amarrações horizontais para pilares e paredes estruturais, recomenda-se que os pilares de borda sejam amarrados horizontalmente à estrutura em

cada andar e no nível do telhado e sua força a ser resistida não precisa exceder $F_{tie,col}$ de 150 kN. Para os pilares de canto a recomendação é que sejam feitas amarrações em duas direções e o aço utilizado pode ser o mesmo das amarrações periféricas.

3.4 MÉTODO DIRETO

Ao contrário do método indireto, o método direto depende fortemente da análise estrutural e considera explicitamente a capacidade estrutural para resistência quanto aos efeitos de um carregamento anormal. Além disso, requer análises mais sofisticadas do que o método anterior. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007, p.43).

A resistência ao colapso progressivo é provida através do acréscimo de resistência em elementos estruturais essenciais à estabilidade estrutural, que devem então, resistir às falhas resultantes de cargas anormais pressupostas, atravessando as zonas de falha local e redistribuindo seus esforços nos elementos restantes. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007).

O método direto se subdivide em dois outros métodos: o método da resistência local específica¹ (MRLE) e o método dos caminhos alternativos de carga² (MCAC). Segundo o NISTIR 7396 (2007), o método da resistência local específica consiste em projetar a estrutura para resistir ao nível de ameaça considerado preliminarmente, como explosões. Por isso, as análises e modificações solicitadas se concentram nos membros estruturais no pavimento inferior e que estão mais próximos das ameaças cogitadas pelo projeto.

Já no método dos caminhos alternativos de carga, o NISTIR 7396 (2007) descreve que a estrutura é projetada para transportar as cargas por um caminho alternativo no caso da perda de um componente primário da estrutura, isto é, quando um pilar ou parede de suporte sofre uma falha. Além disso, esse método fornece um exame da capacidade do sistema estrutural de resistir à remoção de elementos específicos sem que seja necessária a caracterização da ameaça que causa essa perda. Nos próximos itens o MRLE e o MCAC serão detalhados e explicados conforme a normatização utilizada para este trabalho

¹ Denominação traduzida do termo em inglês: *Specific Local Resistance Method*.

² Denominação traduzida do termo em inglês: *Alternate Path Method*.

3.4.1 MÉTODO DA RESISTÊNCIA LOCAL ESPECÍFICA (MRLE)

O MRLE baseia-se principalmente na natureza do evento anormal, ou seja, tem uma abordagem específica da ameaça que poderá causar o colapso progressivo objetivando aumentar a resistência dos elementos principais do sistema estrutural. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2005, p. 104).

De acordo com o NISTIR 7396 (2007, p.47), os membros são enrijecidos localmente e detalhados para resistir ao dano sofrido ou desenvolver a resistência total de cada elemento estrutural chave, sem falhar nos apoios.

Nessa metodologia surge a necessidade de identificar os elementos considerados de grande relevância à estabilidade estrutural e, dessa forma, projetados para serem mais robustos e resistentes ao carregamento anormal, desenvolvendo sua capacidade máxima em relação ao cisalhamento, flexão e carga axial. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007).

Embora todas as normas consultadas para esse trabalho (detalhadas no próximo capítulo) contenham prescrições a respeito do método da resistência local específica, no modelo analisado as recomendações aplicadas serão as contidas no UFC 4-023-03 (2009) devido ao volume de informações e recomendações contidas nesse documento.

Conforme a classificação de ocupação do UFC 4-023-03 (2009), o MRLE torna-se necessário em três casos: edifícios que se encaixam no primeiro caso da categoria de ocupação II, edifícios cujas características os fazem ser classificados como categoria de ocupação II e os edifícios da categoria de ocupação IV.

O objetivo do método, conforme o UFC 4-023-03 (2009) é a garantia de que no momento da aplicação de carregamentos específicos e incomuns, surja um mecanismo de falha dúctil e para isso dois componentes devem atender as determinações do método da resistência local específica: o pilar e suas conexões com o suporte lateral.

Esse processo também utiliza a abordagem do fator de carga e resistência de projeto, o LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) - que proporciona a incorporação das incertezas inerentes ao processo construtivo de uma estrutura de concreto armado - através da Equação 1. Onde, para o MRLE, R_n é a resistência nominal à flexão de um pilar ou parede estrutural sob as condições específicas desse código e R_u é a resistência requerida ao cisalhamento do pilar, necessária para alcançar a resistência nominal à flexão do componente.

Os valores requisitados de R_n e R_u dependem da classificação da ocupação da estrutura. Para as estruturas do primeiro caso da categoria de ocupação II e classificadas

como de categoria de ocupação III, o valor requerido de R_u para aplicação do método, ou demanda de flexão, é a própria resistência à flexão nominal da estrutura existente como projetada e, por isso, nenhuma modificação é necessária. Já o valor exigido de R_n para a aplicação do método é dada baseando-se na resistência à flexão, multiplicando-a ao seu fator de redução correspondente.

Para o caso das estruturas classificadas como de categoria de ocupação IV, duas resistências à flexão devem ser determinadas para definir a demanda de resistência à flexão: uma determinada a partir do projeto da estrutura, considerando somente as cargas gravitacionais e após o método dos caminhos alternativos ter sido aplicado e a outra, a resistência à flexão nominal usando o projeto do pilar definido depois da aplicação do MCAC ao projeto estrutural que incorporou todas as cargas. Nesse caso, a demanda de resistência à flexão é o maior valor entre o primeiro caso, quando seu valor é multiplicado por dois, e o segundo caso.

Ademais, nas estruturas passíveis da aplicação desse processo existem requisitos de localização e extensão do método da resistência local específica. Para as estruturas que se encaixam no primeiro caso da categoria de ocupação II, o processo da resistência local é aplicado ao pilar do canto do perímetro e as penúltimas colunas ou paredes de sustentação do primeiro pavimento acima do pavimento que está no nível do solo. As estruturas que se encaixam na categoria de ocupação III e IV, a aplicação do método se estende a todos os pilares ou paredes de sustentação do perímetro do pavimento acima do pavimento que está no nível do solo.

3.4.2 MÉTODO DOS CAMINHOS ALTERNATIVOS DE CARGA (MCAC)

O MCAC é o principal método de análise para resistência quanto ao colapso progressivo. Esse método faz uma verificação da capacidade do sistema estrutural para resistir à remoção de elementos específicos. Além disso, contrariamente ao MRLE, o MCAC não requer a caracterização da ameaça e buscar garantir a redundância do sistema e não apenas restringindo-se ao aumento de robustez dos elementos. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007, p. 50).

Sendo assim, o MCAC requer que a estrutura seja capaz de transpor os componentes estruturais que foram removidos, um de cada vez, promovendo o sistema estrutural com propriedades de ductilidade, continuidade e absorção de energia, desejáveis à prevenção do colapso progressivo. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007).

Nessa abordagem do método direto, um estado de dano hipotético é idealizado ignorando os danos dos outros membros estruturais que acompanham a perda de um componente fundamental da estrutura em uma situação de colapso real. Além disso, a transição da configuração indeformada da estrutura para a configuração danificada é assumida como instantânea, causando efeitos dinâmicos na estrutura, que são levados em consideração de diferentes formas dependendo do mecanismo de análise utilizado. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007).

O código que será utilizado efetivamente na análise da estrutura, empregando o processo dos caminhos alternativos de carga, desta pesquisa será o GSA (2016), por ser o mais amplo com relação às recomendações e procedimentos a serem seguidos, embora todos os documentos consultados contenham informações. Conseqüentemente, as diretrizes desta metodologia pormenorizadas nesse item serão os do mesmo documento.

Para o emprego do processo dos caminhos alternativos de carga do GSA (2016) a filosofia já comentada anteriormente, do fator de carga e resistência (LFRD) também é aplicada, também conforme a Equação 1, baseando-se na norma ASCE 41 (2014) que trata sobre o projeto de estruturas levando em conta as cargas provenientes de sismos.

Além disso, para o emprego dessa ramificação do método direto, o GSA (2016) salienta que primeiramente devem-se classificar os membros da estrutura como primários ou secundários, sendo:

- Elementos primários: aqueles que fornecem a capacidade da estrutura para resistir ao colapso devido à remoção de um elemento vertical de suporte de carga
- Elementos secundários: demais elementos que compõe a estrutura.

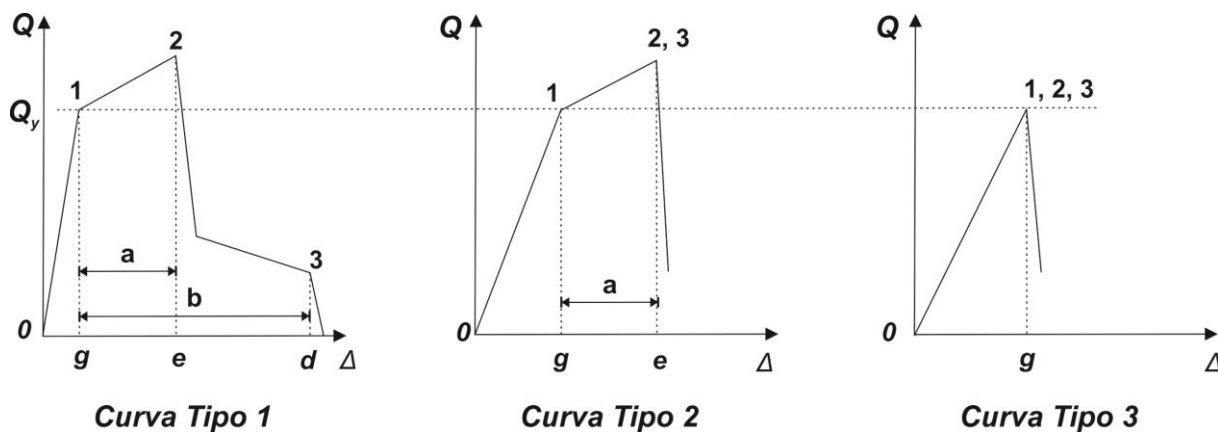
Outra classificação indispensável é a das ações controladas por força ou por deformações, que é feita através da curva de força e deformação, fornecida no próprio documento, ilustrada na Figura 14.

O GSA (2016) classifica uma ação de um componente primário como controlada por deformação se a mesma tiver uma curva do tipo 1 e $e \geq 2g$ ou se for uma curva do tipo 2 e $e \geq 2g$. Já a ação controlada por força de um elemento primário é caracterizada por ter uma curva de tipo 1 ou tipo 2 e $e < 2g$ ou uma curva do tipo 3.

Já para os elementos secundários, a ação é controlada por deformação se tiver uma curva do tipo 1 para qualquer relação de e e g , ou uma curva do tipo 2 com $e \geq 2g$. As ações de componentes secundários se caracterizam como controladas por força se tiverem uma

curva do tipo 2 e $e < 2g$, ou curva do tipo 3. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016, p. 10).

Figura 14 - Curva para definição de ações controladas por força e por deformação segundo o ASCE 41 (2014)



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016).

A curva do Tipo 1 representa o comportamento dúctil do material, contendo uma faixa elástica (entre os pontos 0 e 1) e uma parte com comportamento plástico (entre os pontos 1 a 3). Já a curva 2 representa um comportamento semi dúctil e a curva 3 é representativa de um comportamento frágil ou não dúctil. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2016, p. 116).

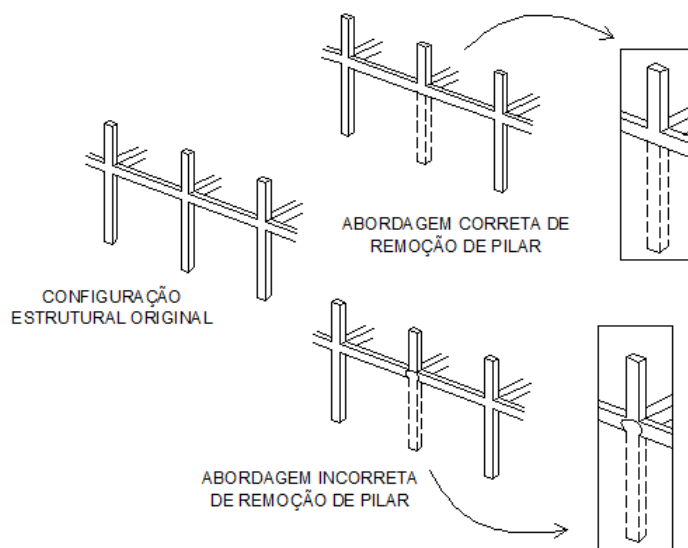
Para avaliar o comportamento de ações controladas por deformações, o GSA (2016) insere e utiliza o conceito de força esperada, Q_{CE} , definido como o valor médio estatístico de resistência para um grupo de componentes similares e inclui a consideração da variabilidade nas resistências dos materiais, bem como o encruamento e o desenvolvimento da seção plástica.

Já para avaliar o comportamento de ações controladas por força, usa-se a resistência de limite inferior, o Q_{CL} , estabelecido como a média estatística dos valores de resistência (escoamento, tração, compressão, etc.) para uma população de elementos análogos, menos o desvio padrão. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016, p.10).

Além disso, no processo dos caminhos alternativos descrito no GSA (2016) deve-se calcular a capacidade de força e de deformação dos componentes. Para o processo linear-elástico, as capacidades de componentes para ações controladas por deformação são definidas como o produto de fatores m e resistências esperadas, Q_{CE} , multiplicado pelo fator de redução de resistência adequado ϕ . Quanto às capacidades dos componentes para ações controladas por força, as mesmas são indicadas como a resistência de limite inferior, Q_{CL} , multiplicada pelo fator de redução de força adequado, ϕ .

A remoção dos elementos verticais de suporte de cargas para a aplicação da análise provinda do MCAC é outra etapa importante. O GSA (2016) assinala que se deve remover a altura livre entre as restrições, cuidando para manter a continuidade das vigas, como apresentado na Figura 15.

Figura 15 - Abordagem correta para retirada de pilar para análise da estrutura

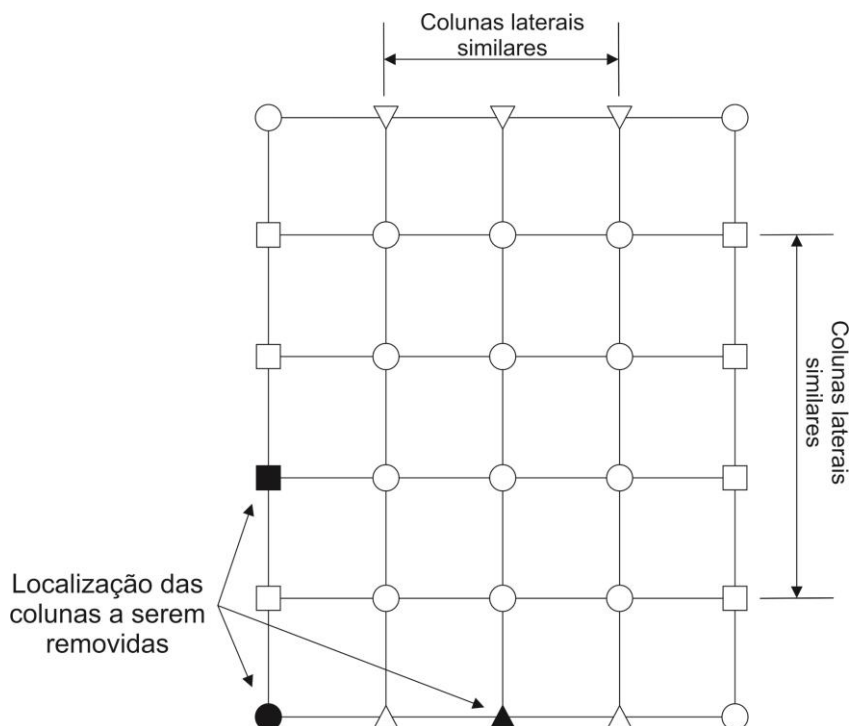


Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016, p. 25).

A remoção dos pilares deve ocorrer, segundo o GSA (2016) com os elementos exteriores no primeiro pavimento acima do nível do solo e todos os elementos (interiores e/ou exteriores) do pavimento destinado a estacionamento ou que não tenham controle de acesso de público, para as estruturas que se encaixam no FSL III e IV. Para as estruturas do FSL V, devem ser removidos os elementos interiores e exteriores de cada nível dos pavimentos.

Nessa abordagem alguns cenários específicos de remoção de coluna devem ser estudados. Na parte externa da edificação devem ser removidos, de forma instantânea, os pilares perto do meio do menor lado e perto do meio do maior lado da edificação e também a coluna localizada no canto do edifício e adjacente ao canto do edifício, como mostra a Figura 16.

Figura 16 - Pilares a serem retirados, na parte externa da estrutura, para análise contra colapso progressivo

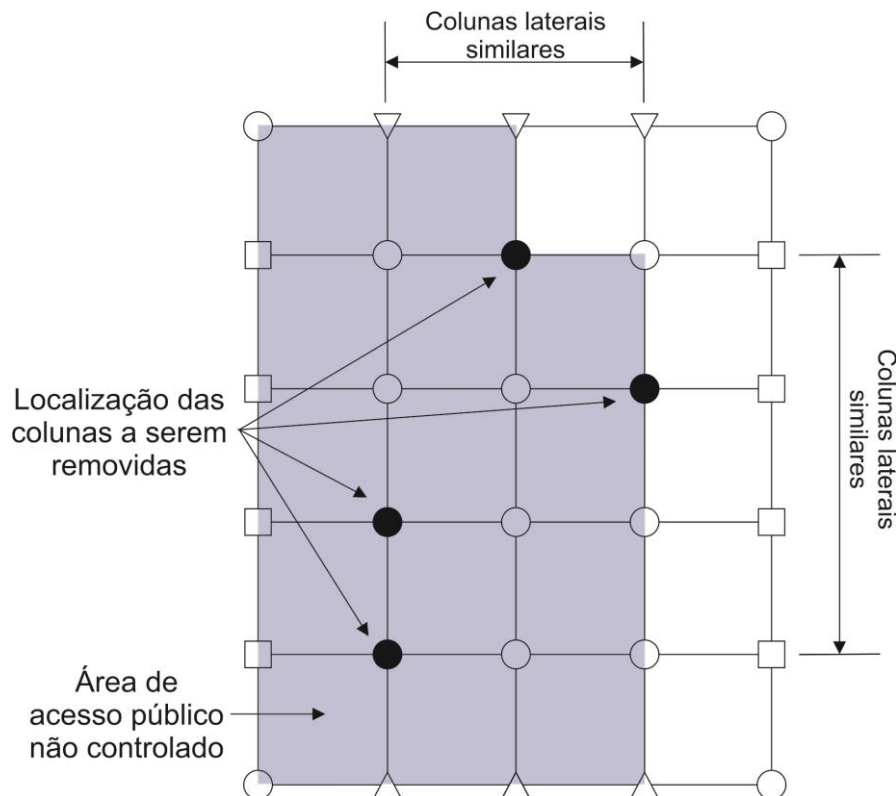


Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016, p.28).

Ademais, o GSA (2016, p. 26) salienta que além das colunas citadas anteriormente, pode-se remover as colunas em locais críticos, onde a geometria mude drasticamente, onde haja cantos reentrantes, onde tenha descontinuidades de carga e outras que o projetista achar interessante.

Para as colunas internas, o GSA (2016, p. 26) recomenda a retirada de colunas somente em casos de edificações em que, o pavimento térreo não tenha o controle de entrada de pessoas e que haja estacionamentos subterrâneos. Nesse caso devem ser retiradas as colunas internas perto do meio do menor lado, perto do meio do maior lado e no canto da edificação., como mostra a Figura 17.

Figura 17 - Pilares a serem retirados, na parte interna da estrutura, para análise contra colapso progressivo



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2017, p.28).

Todos os códigos consultados para a realização deste trabalho preveem que podem ser feitos três tipos de análise em uma estrutura empregando o processo dos caminhos alternativos de carga: a análise linear-estática, a não linear estática e a não linear dinâmica. A análise não linear dinâmica não será abordada nesse trabalho.

3.4.2.1 *Análise linear-estática*

A análise linear-estática é um recurso que aproxima o comportamento do edifício sob as condições de colapso progressivo e resulta, muitas vezes, em projetos conservadores, relevando efeitos dinâmicos importantes, já que a resposta de uma estrutura às cargas redistribuídas após a perda súbita de um pilar seja dinâmica e inelástica. Dessa forma, devem ser aplicados em estruturas simples com comportamento previsível.

O GSA (2016) recomenda a sua utilização em estruturas com 10 andares ou menos e que atendam a alguns requisitos para irregularidades e para a proporção demanda-capacidade, o DCR. Essas condições são:

- Não existir irregularidades na estrutura, tais como, descontinuidades significativas nos sistemas resistentes às forças verticais e laterais, incluindo deslocamentos fora

do plano de elementos verticais primários e vigas de transferência. Nesse caso dispensa-se o cálculo do DCR.

- Se houver irregularidades como as citadas acima, as relações demanda-capacidade (DCR) devem ser menores que 2;
- Caso a estrutura seja irregular e tiver DCR maior que 2, o procedimento não pode ser empregado.

O cálculo da relação demanda-capacidade do edifício é feito com auxílio de um modelo linear tridimensional do edifício que contenha todos os componentes primários, com exceção do pilar removido e matematicamente é dado pela Equação 8, em que Q_{CE} é a resistência esperada do componente. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

$$DCR = \frac{Q_{UDLim}}{Q_{CE}} \quad (8)$$

Nesse modelo a rigidez e a resistência devem ser incluídas apenas nos elementos primários. E, além disso, após a análise deve-se fazer a verificação dos elementos primários e secundários em relação aos critérios de aceitação para ações controladas por força e por deformação. Ainda, o modelo deve ser analisado em dois casos separados de carga, um para calcular as ações controladas por deformação, Q_{UD} , e outro para as ações controladas por forças, Q_{UF} . (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

Para o GSA (2016) no caso de carregamento para ações controladas por deformação, Q_{UD} , são aplicadas simultaneamente duas combinações de carga. Uma para cargas majoradas para a área de piso acima do pilar removido, dada pela Equação 9.

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[1,2D + (0,5L \text{ ou } 0,2S)] \quad (9)$$

Onde D são as cargas permanentes, L são as cargas variáveis, S é carga de neve todas em kN/m^2 , Ω_{LD} é o fator de majoração e G_{LD} são as cargas majoradas para as ações controladas por deformação na análise linear-estática. A outra combinação de carga é para áreas longe do local de remoção do pilar, obtida através da Equação 10, em que G é a carga vertical.

$$G = [1,2D + (0,5L \text{ ou } 0,2S)] \quad (10)$$

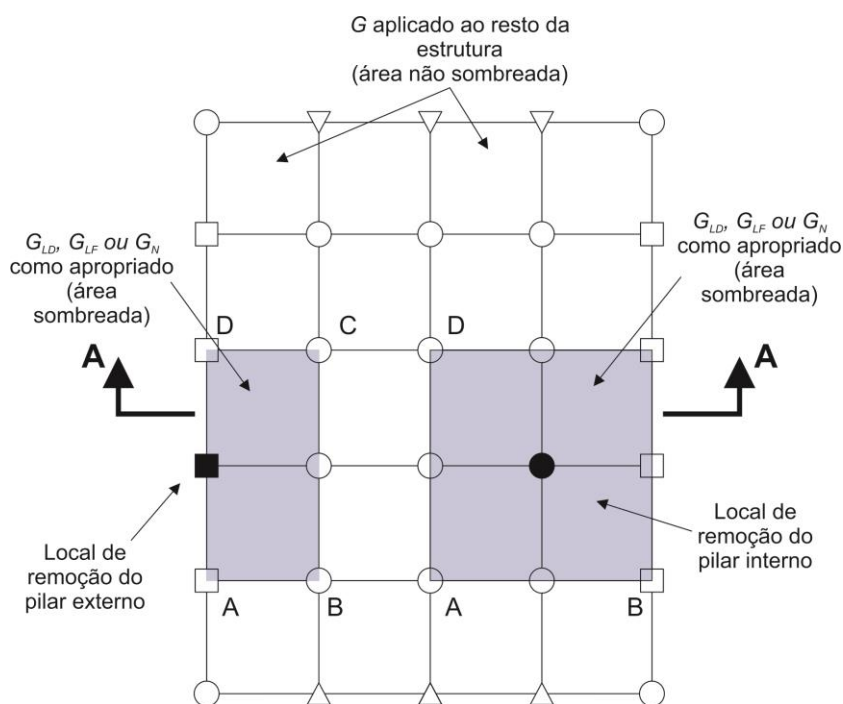
O caso de carregamento para ações controladas por força, Q_{UF} , também advém da aplicação simultânea das seguintes combinações de carga. A primeira combinação, assim como no caso anterior é das cargas majoradas para área de piso acima do pilar removido, dada pela Equação 11.

$$G_{LF} = \Omega_{LF}[1,2D + (0,5L \text{ ou } 0,2S)] \quad (11)$$

Da mesma forma, Ω_{LF} é o fator de majoração e G_{LF} são as cargas majoradas para as ações controladas por força na análise linear-estática. Na combinação para cargas que são aplicadas em áreas não adjacentes ao local do pilar retirado, também é utilizada a Equação 10. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

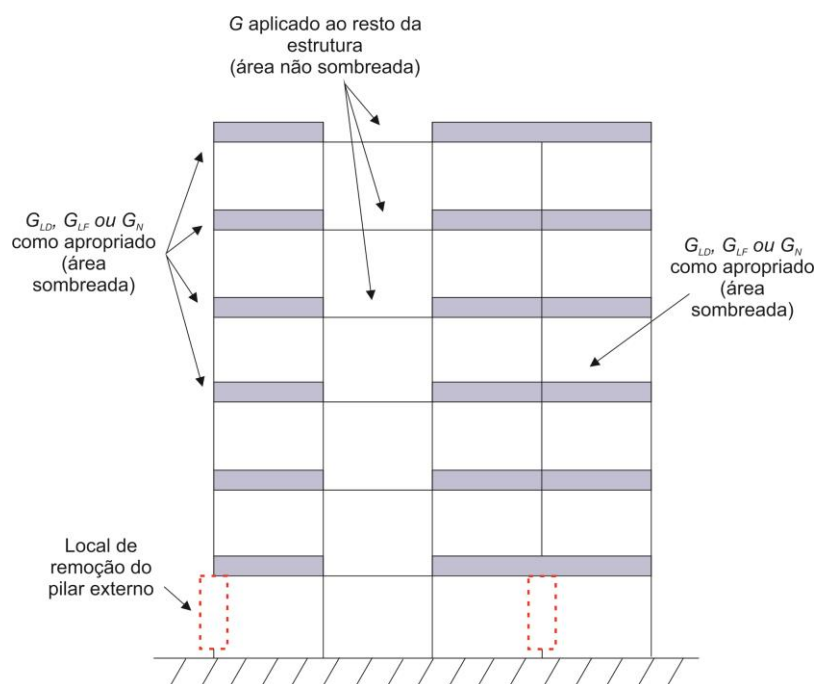
As áreas dos casos de combinação de ações citados acima estão mostradas nas Figuras 18 e 19 e o fator de majoração de cargas Ω_{LD} ou Ω_{LF} para estruturas reticuladas de concreto armado sem paredes autoportantes, é $1,2 m_{LIF} + 0,8$ e $2,0$, respectivamente. Sendo m_{LIF} o menor fator m de qualquer viga que está diretamente conectado aos pilares imediatamente acima do pilar retirado.

Figura 18 - Áreas referentes à aplicação dos casos de combinações de ações para pilar interno e externo com vista em planta



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016).

Figura 19 - Áreas referentes à aplicação dos casos de combinações de ações para pilar interno e externo com vista em corte



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016).

Na análise linear-estática, os componentes e elementos estruturas analisados devem satisfazer alguns requisitos ou critérios de aceitação, caso contrário o edifício não satisfaz os requisitos do método dos caminhos alternativos de carga e deve ser projetado novamente para eliminar os elementos desconformes. Para ações controladas por deformações a verificação a ser feita é a da Equação 12.

$$\phi m Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (12)$$

Onde, Q_{UD} é o caso de carga de ações controladas por deformação para o modelo linear-estático, m é o fator modificador de demanda de resistência, Q_{CE} é a resistência esperada do componente para ação controlada por deformação e ϕ é o fator de redução de resistência de acordo com o código específico do material componente. A verificação para ações controladas para força é obtida pela Equação 13.

$$\phi Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (13)$$

Na qual Q_{UF} é o caso de carga para ações controladas por força para o modelo linear-elástico e Q_{CL} é a resistência de limite inferior para o mesmo caso. Os elementos secundários também devem ser verificados utilizando (12) e (13).

3.4.2.2 *Análise não linear estática*

Contrariamente ao método linear-estático abordado previamente, a análise não linear estática não tem limitações de uso, dado que se trata de uma abordagem mais sofisticada que engloba a não linearidade física e geométrica da estrutura, sob o cenário de perda de um elemento estrutura primário.

Contudo, da mesma maneira que na análise linear estática, a modelagem analítica do método não linear geométrico utiliza-se de um sistema tridimensional de elementos e componentes da estrutura, onde devem ser incluídas a rigidez e a resistência dos componentes primários. Já a inserção de componentes secundários é opcional, mas caso forem omitidos, deve-se fazer uma verificação quanto aos critérios das ações controladas por deformações permitidas.

Nesse tipo de análise também são usadas as classificações de elementos primários e secundários e de ações controladas por força e controladas por deformação e os fatores de redução de resistência são aplicados aos modelos de resistência dos componentes controlados pela deformação. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

O modelo deve ser analisado para um caso de carga estática não linear que calcula as ações controladas por força e controladas por deformação. Esse caso de carga vem da aplicação simultânea de duas combinações de cargas. Assim como na análise linear a primeira combinação é das cargas majoradas localizadas nas áreas de laje acima do local do pilar removido, como mostrado na Figura 17, dada pela Equação 14.

$$G_N = \Omega_N [1,2D + (0,5L \text{ ou } 0,2S)] \quad (14)$$

Em que G_N é a carga vertical majorada para análise não linear estática, Ω_N é o fator de majoração dinâmico. E a segunda combinação é a das cargas aplicadas na laje de forma afastada do local de remoção do pilar, como mostra a Equação 15. Na qual, D é a carga permanente, L é a carga variável e S é a carga de neve, todas em kN/m². (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

$$G = [1,2D + (0,5L \text{ ou } 0,2S)] \quad (15)$$

Esses casos devem ser aplicados gradativamente de 0 até os valores finais e deve alcançar a convergência iterativa antes de prosseguir para o próximo incremento de carga. Após isso, a resposta carga-deformação de cada componente ao longo de seu comprimento deve ser discretizada com o objetivo de identificar locais de ação inelástica. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

Os elementos estruturais analisados devem satisfazer os critérios de aceitação propostos pelo GSA (2016). Para ações controladas por deformações os componentes primários e secundários devem ter capacidades de deformação esperada superiores às exigidas. Para as ações controladas por forças, o critério de aceitação a ser atendido é dado pela Equação 16.

$$\Phi Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (16)$$

Onde Q_{UF} é a ação controlada por força para o modelo não linear estático, Q_{CL} é a resistência de limite inferior de um componente para ação controlada por deformações e Φ é o fator de redução.

3.4.2.3 Requisitos de Redundância

Os requisitos de redundância presentes no GSA (2016) devem ser aplicados em conjunto ao método dos caminhos alternativos de carga e aos outros requisitos da elaboração de projeto inicial.

O GSA (2016) prevê a inclusão de sistemas de redistribuição de cargas, definidos como um sistema estrutural que tem a capacidade de redistribuir cargas para elementos estruturais adjacentes ao local de falha de um pilar ou parede de suporte de carga e que devem ser fornecidos no perímetro exterior da estrutura para atender os requisitos de projeto.

O número mínimo de sistemas estruturais, n , de redistribuição de cargas incorporadas ao projeto é determinado por meio da Equação 17. Em que N é o número de pavimentos do edifício e o espaçamento entre esses sistemas não deve exceder 3 pavimentos. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

$$n \geq \frac{N}{3} \quad (17)$$

Quanto à resistência, o GSA (2016) prevê que para cada local de remoção de pilar externo no nível do solo, a variação da resistência de projeto de qualquer sistema de redistribuição de cargas deve estar dentro de mais ou menos 30% da resistência média de dimensionamento dos sistemas de redistribuição na altura do edifício, ou seja, como mostra a Equação 18.

$$\left| \frac{Q_{Ri} - \overline{Q}_R}{\overline{Q}_R} \right| \leq 0,3 \quad (18)$$

Onde Q_{Ri} é a resistência de projeto de um dado sistema de redistribuição de cargas no único andar associado ao local de remoção de pilar, e $\overline{Q_R}$ é a resistência média de um sistema de redistribuição de cargas de pavimentos acima do local de remoção de pilar, que deve considerar todos os sistemas de redistribuição ao longo da altura do edifício, como na Equação 19, onde n é o número de sistemas de redistribuição ao longo da altura do edifício.

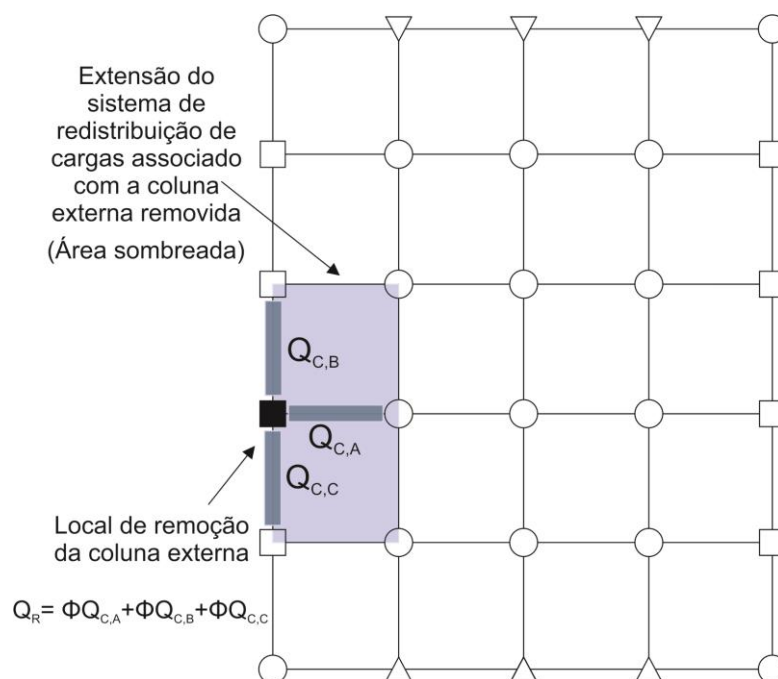
$$\overline{Q_R} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{Ri}}{n} \quad (19)$$

A resistência de projeto calculada para o sistema, Q_R , da Equação 20, é determinada pela consideração da resistência esperada de todos os membros horizontais contribuindo com a redistribuição de cargas verticais.

$$Q_R = \sum \phi Q_c \quad (20)$$

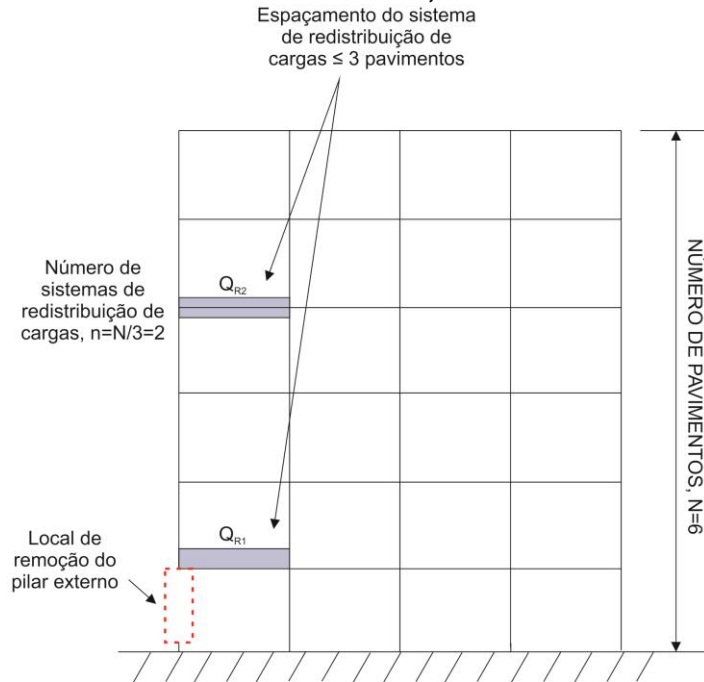
Na qual Q_c é a resistência esperada de um elemento contribuindo com a resistência do sistema de redistribuição no pavimento associado ao nível do solo, como mostra a Figura 20 e a Figura 21. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2016).

Figura 20 - Definição de resistência para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em planta



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016).

Figura 21 - Definição de resistência para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em corte



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016).

Além disso, esse sistema deve considerar alguns requisitos de rigidez, conforme proposto pelo GSA (2016). A variação da rigidez segue os mesmos princípios expostos para resistência e matematicamente é dada pela Equação 21.

$$\left| \frac{K_{Ri} - \overline{K}_R}{\overline{K}_R} \right| \leq 0,3 \quad (21)$$

Em que K_{Ri} é a rigidez à flexão de um sistema, em um pavimento associado ao local de remoção do pilar no nível do solo e \overline{K}_R é a rigidez à flexão média do sistema para o mesmo local, dada pela Equação 22.

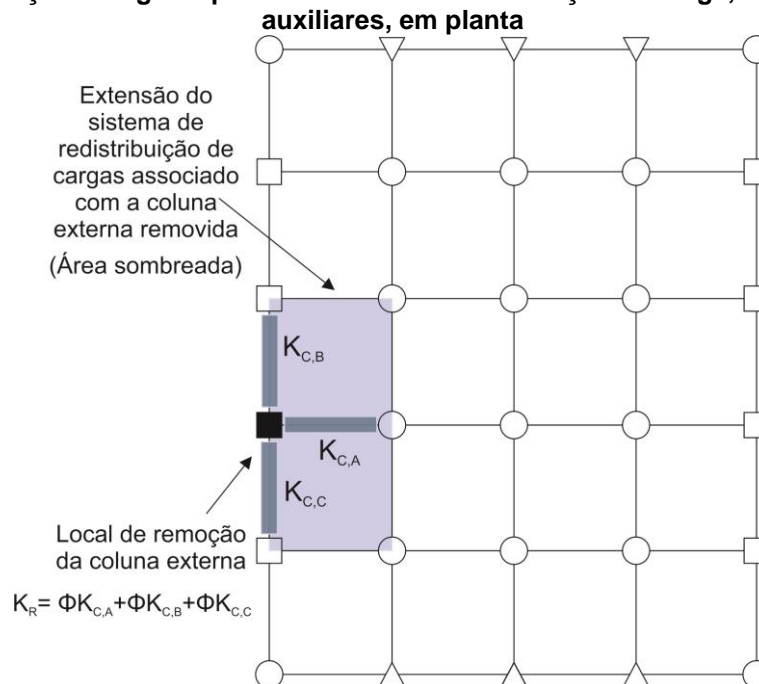
$$\overline{K}_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_{Ri}}{n} \quad (22)$$

Ainda da mesma forma que para a resistência, a rigidez do sistema K_R é calculada considerando a rigidez esperada de todos os membros horizontais levados em conta na redistribuição, matematicamente por meio da Equação 23.

$$K_R = \sum \phi K_c \quad (23)$$

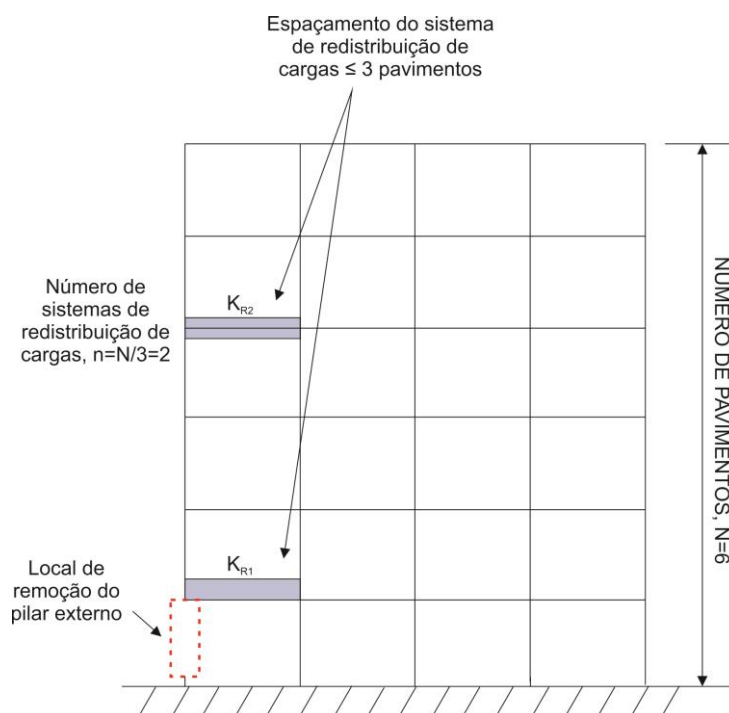
Em que K_C é a rigidez esperada de um elemento contribuindo com a resistência do sistema de redistribuição de cargas, como ilustram as Figuras 22 e 23, e baseia-se nas suas condições de vinculação, antes da remoção do pilar, e de uma carga já uniformemente distribuída, conforme os métodos conhecidos de análise estrutural.

Figura 22 - Definição de rigidez para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em planta



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016).

Figura 23 - Definição de rigidez para sistemas de redistribuição de carga, com os elementos auxiliares, em corte



Fonte: Adaptado de General Services Administration, (2016)

3.5 CONCLUSÃO DO CAPÍTULO

Com o levantamento das informações relacionadas aos métodos de prevenção e verificação de estruturas considerando o estado limite último de colapso progressivo, verificou-se que os documentos mais difundidos que contém esses métodos não são referências normativas e, portanto, não precisam necessariamente ser atendidas pelos profissionais que projetam estruturas em concreto armado.

Além disso, esses documentos destinam-se a aplicação dos métodos em determinadas estruturas que seguem alguns requisitos, como por exemplo, ser de organizações federais e militares. Com isso, excluem-se edificações convencionais, como escolas, escritórios comerciais, espaços de lazer, dentre outros, que podem sofrer a perda de um elemento essencial à sua estabilidade.

Com isso, é necessário que haja uma classificação de estruturas convencionais que tenham a necessidade e também que sejam aptas a serem dimensionadas considerando-se o estado limite último de colapso progressivo.

4. NORMAS E CÓDIGOS

A ocorrência de alguns eventos de colapso progressivo, como o colapso parcial do edifício *Ronan Point*, em Londres no ano de 1968 e o colapso total de duas torres do complexo do *World Trade Center*, em Nova York em 2001, causados pelo choque de aeronaves, fomentaram as pesquisas e o desenvolvimento de códigos e normas visando evitar ou mitigar seus efeitos, pelos altos danos sociais e econômicos decorrentes.

Entretanto, tanto no cenário nacional quanto internacional, as recomendações normativas para projeto considerando o colapso progressivo que abrangem todos os tipos de edificações e sua isenção ou não da consideração, ainda são escassas.

No âmbito nacional, essas recomendações poderiam estar contidas na NBR 6118: Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimentos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que discorre sobre o projeto e dimensionamento de estruturas de concreto armado, mas existem somente duas menções ao assunto sem profundidade no texto da norma.

Internacionalmente, o Eurocode 2 – *Design of Concrete Structures* (2004) aborda apenas um método de prevenção de colapso progressivo em estruturas, o chamado *Tie Method*, uma variação do método indireto, que trata de amarrações que devem ser adicionadas à estrutura visando redistribuir as cargas no caso da falha de um elemento primário, devido a ações excepcionais. (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004).

Além destas duas normas, existem outros documentos que trazem critérios para a inserção do colapso progressivo no projeto de estruturas de concreto armado. Entre os mais completos e comentados pelos pesquisadores de colapso progressivo estão:

- UFC 4-023-03: *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*, do Departamento de Defesa dos Estados Unidos de 2009;
- NISTIR 7396: *Best Practices for Reducing the Potencial for Progressive Collapse in Buildings*, do Departamento de Comércio dos Estados Unidos, do ano de 2007;
- ASCE 7: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, da Sociedade Americana de Engenheiros Civis, em sua versão mais recente do ano de 2017;

- GSA: *Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*, da Administração de Serviços Gerais dos Estados Unidos, publicado em 2016;

Este capítulo traz um compilado das normas e documentos citados anteriormente, em suas versões mais recentes encontradas, bem como uma breve descrição das informações contidas em cada um e uma análise da forma como o colapso progressivo é mencionado e discutido. O objetivo deste capítulo é encontrar informações que possam ser incorporadas pela norma brasileira ou lacunas que existam no tema e que nos capítulos posteriores serão estudados com exemplos práticos.

4.1 NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.1) indica orientações básicas exigidas no projeto e dimensionamento de estruturas de concreto armado, simples e protendido abrangendo todos os elementos que compõe a estrutura e suas etapas.

A primeira menção ao colapso progressivo no texto da norma brasileira é feita no capítulo sobre segurança e estados limites, onde a mesma cita que:

A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) Estado-limite último da perda de equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando às solicitações normais e tangenciais [...];
- c) Estado-limite último da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Estado-limite último de colapso progressivo;**
- f) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo [...];
- g) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas [...];
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 54, grifo nosso).

Posteriormente, o texto só volta a mencionar colapso progressivo no capítulo de dimensionamento e verificação de lajes, no subitem de dimensionamento de lajes à punção considerando o colapso progressivo, fazendo recomendações sobre a armadura de flexão inferior que circula o pilar nesses casos.

Apesar de a norma citar que se deve fazer uma verificação no estado-limite último de colapso progressivo, ao longo de todo o documento não é especificado o procedimento em si. Desta forma, os projetistas ignoram essa recomendação, uma vez que os coeficientes de

majoração de cargas e minoração de resistência já são considerados suficientes para manter a estabilidade da estrutura sob as ações convencionais.

O NISTIR 7396 destaca a necessidade de se considerar cargas acidentais e colapso progressivo no projeto de edifícios através de um requisito de desempenho. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007, p. 25). De acordo com o ASCE 7 esse requisito de desempenho pode ser continuidade, redundância ou capacidade de dissipação de energia (ductilidade) ou uma combinação delas. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005, p. 2).

Um dos motivos pelo qual a norma brasileira talvez não entre em detalhes no colapso progressivo pode ser justamente por não levar em consideração ação de explosões, sismos e impactos, que são as maiores causadoras de colapso progressivo em edificações. Entretanto, também não há outras referências normativas sobre esses assuntos, exceto para sismo, a NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006), que traz critérios para a verificação de segurança de edificações sob a ação de sismo e a quantificação destas ações para consideração em projeto.

Além disso, a norma de sismo caracteriza as estruturas e as classifica segundo sua utilização. Essa classificação, utilizada por diversas normas que tratam de sismos, pode ser útil para definir quais estruturas devem ter a inclusão de requisitos contra o colapso progressivo em seus projetos e poderia ter uma versão adicionada ao texto da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) indicando quais estruturas devem ser verificadas no estado-limite último quanto ao colapso progressivo.

As outras normas abrangidas nesse trabalho trazem tabelas de classificação das estruturas segundo sua ocupação ou utilização, que devem ou não ter métodos de prevenção ao colapso progressivo, adicionados ao seu projeto.

4.2 EUROCODE 2 – DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES

O Eurocode 2 (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004), que traz as instruções para projeto de estruturas de concreto armado na União Europeia, cita o colapso progressivo na seção sobre amarrações em estruturas, mas a abrangência do assunto ainda é pouca, assim como na norma brasileira, e se resume aos sistemas de amarração que devem ser feitas quando as ações acidentais não são consideradas no projeto.

Isto é, considera apenas o método indireto de projeto, o método das amarrações nas suas recomendações de projeto e segundo o mesmo, devem ser feitas amarrações

periféricas, internas, horizontais de pilar ou parede e onde mais houver necessidade, de forma a criar caminhos alternativos de carga após a ocorrência de danos locais. (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004, p. 168).

Essas amarrações na estrutura, com a finalidade de aumentar a rigidez do sistema são tratadas pela norma europeia como sendo o mínimo a ser feito para a estabilidade da estrutura no caso da incidência de ações não convencionais e não como um reforço adicional ao exigido pela análise estrutural. (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004, p. 168).

Contudo, somente um capítulo é dedicado à explanação do método direto, ou das amarrações, nessa norma. Embora o Eurocode 2 (2004) cite que esse método é o mais simples de ser aplicado, o GSA (2016) menciona que o método dos caminhos alternativos de carga é o que traz melhores resultados, especialmente de verificação da estrutura quando a mesma perde um de seus elementos primários principais podendo ocasionar o colapso progressivo. Com isso, o Eurocode 2 (2004) limita o projetista que o consulta a somente uma abordagem do assunto, quando existem outros métodos disponíveis para a discussão.

A forma como essas amarrações devem ser feitas, segundo o Eurocode 2, e suas resistências serão discutidas e explanadas, neste trabalho, no capítulo referente ao método direto e ao método indireto.

Apesar da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e do Eurocode 2 (THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2004) indicarem poucas recomendações sobre métodos de resistência ao colapso progressivo de estruturas de concreto armado, existem alguns códigos ou documentos que abordam com maior profundidade o assunto e trazem recomendações tanto para a verificação quanto para o projeto de estruturas sob efeito do colapso progressivo. Essas normas estão expostas nos próximos itens.

4.3 ASCE 7: MINIMUM DESIGN LOADS AND ASSOCIATED CRITERIA FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES

O ASCE 7: *Minimum Design Loads and Associated Criteria For Buildings and Other Structures*, de 2017, é um documento elaborado pela *American Society of Civil Engineers*, que fornece cargas mínimas e suas combinações, níveis de risco e critérios de desempenho para estruturas.

A versão mais recente deste regulamento é a publicada em 2017. Existem ainda versões anteriores que trazem informações pertinentes a este trabalho, como a versão de 2010 e de 2005. Desta forma, as três versões desta norma são citadas neste trabalho, mas com o foco na última versão publicada.

Assim como os dois outros documentos citados anteriormente, este não se refere exclusivamente ao colapso progressivo e por isso não há, no corpo principal do texto, informações relevantes ao projeto de um sistema estrutural considerando o colapso progressivo e as maiores considerações quanto ao assunto são feitas em uma seção de comentários.

No seu texto principal, no capítulo de especificações gerais, no item sobre integridade estrutural, esta norma corrobora com as anteriores no que diz respeito à estabilidade da estrutura após danos locais e expõe que:

Isto (a estabilidade) deve ser conseguido através de uma disposição de elementos que proporcionam estabilidade a todo o sistema estrutural, transferindo cargas de qualquer região danificada localmente para regiões adjacentes capazes as resistirem sem colapso. Isto deve ser possível através da promoção de suficiente continuidade, redundância e capacidade de dissipação de energia (ductilidade) ou uma combinação dos três, nos membros da estrutura. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005, p. 2, tradução nossa)

Além disso, o ASCE 7 (2017) também classifica as edificações segundo alguns aspectos visando a consideração ou não de requisitos de projeto para ações excepcionais, como sismo, gelo, vento e inundação.

As edificações são classificadas de I a IV, onde I representa estrutura com baixo risco para a vida humana em caso de falha e IV representa instalações essenciais em eventos de crise, como hospitais, delegacias, dentre outros. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017, p.4). Novamente, essa classificação será mais bem abordada no capítulo referente aos métodos de verificação e projeto contra o colapso progressivo.

Na parte dos comentários, o ASCE 7 (2017) discute seu próprio conteúdo, oferecendo mais informações sobre cada assunto. Nos comentários referentes ao primeiro capítulo do código, também estão presentes definições de colapso geral e local, bem como alternativas de projeto com objetivo de limitar os efeitos do colapso local e prevenir ou minimizar o colapso progressivo.

As alternativas são o método direto e o indireto. O direto, segundo o documento, considera explicitamente a resistência ao colapso progressivo durante o projeto e divide-se em: método dos caminhos alternativos e método da resistência local específica. E o método indireto faz uma consideração implícita da resistência ao colapso progressivo durante o

processo de concepção do projeto, através da prestação de níveis mínimos de resistência, continuidade e ductilidade. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017, p. 411).

O ASCE 7 comenta ainda que pode-se testar a integridade da estrutura, para verificar se há caminhos alternativos em torno de regiões que podem vir a ruir, de forma hipotética. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017, p. 411).

Todavia, o ASCE 7 (2017) não apresenta, assim como a NBR 6118 (2014) e o Eurocode 2 (2004), os métodos em si e nem seus detalhes de aplicação imprescindíveis a sua utilização por projetistas da área.

4.4 GSA: ALTERNATE PATH ANALYSIS AND DESIGN GUIDELINES FOR PROGRESSIVE COLLAPSE RESISTANCE (2016)

O documento elaborado pela *General Services Administration* (GSA), intitulado *Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*, em 2016, pode ser tido, conjuntamente ao NISTIR 7396, como o mais completo no que diz respeito a descrição dos métodos utilizados na avaliação e elaboração de projeto levando em consideração o risco de colapso progressivo em estruturas.

Ele substitui outro guia produzido também pelo GSA, em 2003, com o seguinte título: *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*, que trata do mesmo assunto.

Os dois documentos tem o propósito de estabelecer instruções sobre a quantificação do risco de colapso progressivo de uma estrutura e do mesmo modo, instruções sobre o projeto de estruturas com alto risco, de forma a evitar que o colapso ocorra ou mitigar suas consequências, porém suas abordagens são diferentes.

A versão de 2003 discorre sobre o procedimento linear-estático, o não linear-estático e o não linear-dinâmico, e suas diretrizes não apresentam o projeto em si, mas a metodologia para reduzir a extensão da área inicialmente colapsada e deter a progressão do dano.

Ademais, essa versão utiliza um fluxograma para determinar a necessidade ou não da consideração do colapso progressivo no projeto, que é baseado na ocupação da edificação, no material utilizado para a construção (aço, concreto, etc.), no número de pavimentos, na zona sísmica o qual está inserido, nas conexões entre elementos (viga-pilar, por exemplo) e nas irregularidades presentes. (GENERAL SERVICES ADMINISTRATION, 2003).

Já o documento de 2016 aborda de forma mais detalhada o método dos caminhos alternativos (*Alternate Path Method*) para estruturas de concreto armado. Este guia não menciona os métodos como direto e indireto, ele substitui esses termos por método das amarrações (*Tie Forces*), o qual foi retirado da última versão publicada, e método dos caminhos alternativos de carga (*Alternate Path Method*).

Além disso, ele não considera o método da resistência local específica, mas traz requisitos de redundância que devem ser aplicados, dependendo da classificação da estrutura, conjuntamente ao método dos caminhos alternativos de carga.

Um obstáculo a sua utilização é o fato do foco do documento serem as edificações federais americanas, destinadas a serviços do governo que podem se tornar alvo de ataques terroristas, por exemplo. Entretanto, a maioria das recomendações é aplicável a edificações com outras finalidades, salvo algumas adaptações.

Assim como o ASCE 7 (2017), o GSA (2016) classifica as estruturas abrangidas, quanto algumas de suas características, em níveis de risco de colapso progressivo e possível aplicação das recomendações presentes no texto.

O GSA (2016) utiliza como forma de classificação o número de pavimentos e o índice FSL (*Facility Security Level*), definido pelo governo americano no *ISC Risk Management*, que estabelece critérios para definir o nível de segurança de edificações. Esse índice leva em consideração o número de pavimentos e a ocupação do local. (INTERAGENCY SECURITY COMMITTEE STANDARD, 2016)

Além da aplicabilidade, o GSA (2016) traz também procedimentos de análise da estrutura e de projeto, onde aborda o método dos caminhos alternativos de carga, a designação de elementos primários e secundários na estrutura, os critérios de remoção de pilares para a aplicação do método, o método linear estático, o não linear estático e o dinâmico para estruturas de concreto armado, aço, madeira, dentre outros.

Como comentado anteriormente, este pode ser o mais completo documento sobre o assunto e, desta forma, pode ser útil na elaboração de recomendações para serem incorporadas à NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), tanto para a classificação de estruturas que necessitam ou não da abordagem do colapso progressivo na fase de projeto, quanto trazendo orientações a cerca desse projeto.

4.5 NISTIR 7396: BEST PRACTICES FOR REDUCING THE POTENTIAL FOR PROGRESSIVE COLLAPSE IN BUILDINGS (2007)

O NISTIR 7396 foi criado pelo *National Institute of Standards and Technology*, um instituto do Departamento de Comércio dos Estados Unidos, em 2007 e compreende boas práticas para reduzir a probabilidade de colapso progressivo em edifícios pela atuação de ações anormais. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2007).

Tal como o GSA (2016), este documento faz uma discussão dos riscos aceitáveis de colapso progressivo em estruturas, que envolve a definição da ameaça, o controle da mesma e o projeto estrutural para resistir aos eventos anormais.

Além disso, traz também meios práticos para reduzir o risco em edifícios novos e existentes e faz uma revisão a respeito dos métodos de projeto usados para melhorar a resistência ao colapso progressivo.

Os métodos abordados são o indireto e o direto. Neste caso, o método direto é subdividido em método da resistência local específica, que projeta os elementos-chave para suportar cargas anormais e o método dos caminhos alternativos de carga, já citado anteriormente, que faz a redistribuição de cargas no caso da perda de um elemento essencial a estabilidade.

Essas considerações são feitas para estruturas de diversos materiais diferentes, tais como concreto armado, aço e madeira. Ademais, o documento traz textos complementares nos seus apêndices. No apêndice A é feita uma revisão de normas e códigos que abordam o colapso progressivo e suas disposições de projeto. No apêndice B, são contextualizadas lacunas do conhecimento relacionadas ao colapso progressivo que ainda requerem pesquisa. E no apêndice C o documento traz estudos de caso de colapso progressivo.

Entretanto sua abordagem é um pouco diferente dos demais documentos estudados neste trabalho, já que seus primeiros capítulos são mais teóricos e discutem medidas para que o colapso total da estrutura de forma desproporcional ocorra, risco de ocorrência, conceituação dos fenômenos, dentre outros.

Mas, por trazer também o método direto e indireto, este código é um dos mais completos, e suas informações são essenciais ao projetista para levar ou não em consideração o colapso progressivo no projeto e dimensionamento de estruturas de concreto armado.

4.6 UFC 4-023-03: BEST PRACTICES FOR REDUCING THE POTENCIAL FOR PROGRESSIVE COLLAPSE (2009)

Assim como os dois últimos documentos analisados, o UFC 4-023-03, intitulado *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse* e desenvolvido pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos, e publicado em 2009 traz um número de informações, de certa forma, satisfatórios, quanto ao projeto e construção de edificações levando em consideração a atuação de ações anormais na estrutura e conseqüente colapso progressivo.

Segundo o próprio código, o mesmo fornece critérios de planejamento, projeto, construção, manutenção, restauração e modernização e aplicam-se aos departamentos militares, agências de defesa e às atividades de campo do Departamento de Defesa novos ou existentes. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009, p.1).

Sobre sua aplicabilidade, além do texto dizer que o foco são edifícios do Departamento de Defesa americano, ele salienta que as diretrizes que o compõe devem ser utilizadas em edifícios com mais de três pavimentos com mais de 25% de ocupação. Além disso, o texto destaca que suas diretrizes podem ser aplicadas por outras agências e que a responsabilidade e aplicação cabem à mesma. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009, p.2).

Da mesma maneira que outros códigos já citados, este também foi desenvolvido para a utilização de um grupo específico de edificações. Isto pode ser um empecilho na sua aplicação em outras edificações, já que o tipo de edificação abrangida trata-se majoritariamente de prédios com escritórios em sua maioria e com um número conhecido de pessoas ocupando-os.

Na prática, para a suas aplicações em estruturas distintas das enfatizadas pelos documentos, algumas alterações com certeza devem ser feitas, especialmente na consideração de carregamentos e ações.

Este código traz também uma classificação quanto à ocupação da estrutura, que é feito com base em outro documento, o UFC 3-301-01, de 2013, que fornece parâmetro de projeto de estruturas construídas pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos.

As estruturas são categorizadas segundo o seu nível de ocupação e a finalidade da estrutura. Então, a partir destas categorias de ocupação, o requisito de projeto a ser utilizado é atribuído a cada um destes níveis. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009, p.7).

Por exemplo, para edifícios com ocupação média (prédios habitados com menos de 50 funcionários, prédios residenciais principais, alas de trabalho e habitações familiares de alta ocupação), que são a categoria II do UFC 4-023-03 (2009), tem como requisitos de projeto a utilização do método das amarrações (*Tie Forces*) em toda a estrutura e método

da resistência local específica (*Enhanced Local Resistance*) nos pilares de canto ou aplicação do método dos caminhos alternativos (*Alternate Path*) para locais específicos de remoção de pilar. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009, p.8).

Apesar da limitação de aplicação, o UFC 4-023-03 se mostra bastante completo no que diz respeito à descrição dos métodos abordados, trazendo os procedimentos de projeto tanto para o método direto, quanto para o indireto e suas ramificações, para estruturas de concreto, aço e madeira.

4.7 CONCLUSÃO DO CAPÍTULO

No âmbito nacional, o colapso progressivo não é tão difundido e por isso, as recomendações de normas quanto a sua consideração na fase de projeto é quase nula.

Já em países que contam com eventos raros que causam danos mais graves à estruturas de concreto, as normas são mais abrangentes quanto ao assunto. Porém, mesmo nesses casos, há bastante variação quanto à necessidade de abordar o assunto e com isso, o que pode ajudar a nortear a inclusão do colapso progressivo nos projetos são as classificações estruturais presentes nessas normas.

As normas internacionais, embora mais completas, trazem diretrizes para estruturas particulares e a sua aplicação pode resultar em estruturas muito conservadoras e pouco econômicas. Nota-se que, nacionalmente, faltam requisitos para a aplicação de métodos de projeto e verificação quanto ao colapso progressivo nas estruturas de concreto armado.

5. METODOLOGIA DE PESQUISA

Neste capítulo são expostas as etapas da metodologia para o alcance dos objetivos propostos. A metodologia utilizada para a realização da proposta de classificação das estruturas entre as que necessitam e as que não necessitam da consideração do colapso progressivo é descrita. Além disso, para a análise do comportamento de um sistema estrutural sob o efeito do colapso progressivo, é exposto o modelo analítico e também o método de análise dos resultados.

5.1 METODOLOGIA DA PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Conforme mencionado no Capítulo 4 desse trabalho, não são todas as estruturas que necessitam da consideração do colapso progressivo na fase de projeto e dimensionamento.

Dessa forma, a elaboração da proposta de classificação das estruturas segundo a necessidade de consideração do colapso progressivo em projeto baseou-se na aplicabilidade dos métodos abordados nesse estudo e seus critérios, conforme descrito no item 3.2 do capítulo 3, segundo as normas avaliadas: o GSA (2016), o ASCE 7 (2017), o UFC 4-023-03 (2009). Ademais, a NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) também foi utilizada. Além disso, as informações obtidas na análise de normas realizada e descrita no capítulo 4 também foram utilizadas para basear a diferenciação das estruturas. O Quadro 4 resume as categorias, os métodos de resistência ao colapso progressivo relacionados a cada categoria, bem como os critérios de classificação de cada norma analisada.

Após a análise das normas e da aplicabilidade dos métodos existentes nas mesmas, partiu-se para a elaboração de uma lista de edificações que são consideradas comuns e que abrigam, quase sempre, um número considerável de pessoas. Posteriormente, definiram-se os graus de ocupação para essas estruturas e número de pavimentos, critérios utilizados por classificações já existentes em normas internacionais. Por fim, essas edificações foram classificadas segundo a necessidade da consideração do colapso progressivo, levando-se

em consideração principalmente: a finalidade, a ocupação e o número de pavimentos ocupados da edificação.

Quadro 4 - Síntese da classificação das estruturas segundo as normas investigadas

Norma/Código	Categorias	Métodos relacionados	Crítérios de classificação
GSA (2016)	<ul style="list-style-type: none"> • FSL I e II • FSL III e IV • FSL V 	<ul style="list-style-type: none"> • Não necessário; • MCAC e Redundância; • MCAC. 	Ocupação e número de pavimentos ocupados.
ASCE 7 (2017)	<ul style="list-style-type: none"> • I • II • III • IV 	<ul style="list-style-type: none"> • Não há. 	Risco à vida e finalidade da edificação.
UFC 4-023-03 (2009)	<ul style="list-style-type: none"> • I • II • III • IV 	<ul style="list-style-type: none"> • Não necessário; • Amarrações e MRLE; • MCAC e MRLE; • Amarrações e MRLE. 	Finalidade e ocupação
NBR 15421 (2006)	<ul style="list-style-type: none"> • I • II • III 	<ul style="list-style-type: none"> • Não há. 	Finalidade e ocupação

Fonte: Autoria Própria, (2020).

5.2 METODOLOGIA PARA AS SIMULAÇÕES REALIZADAS

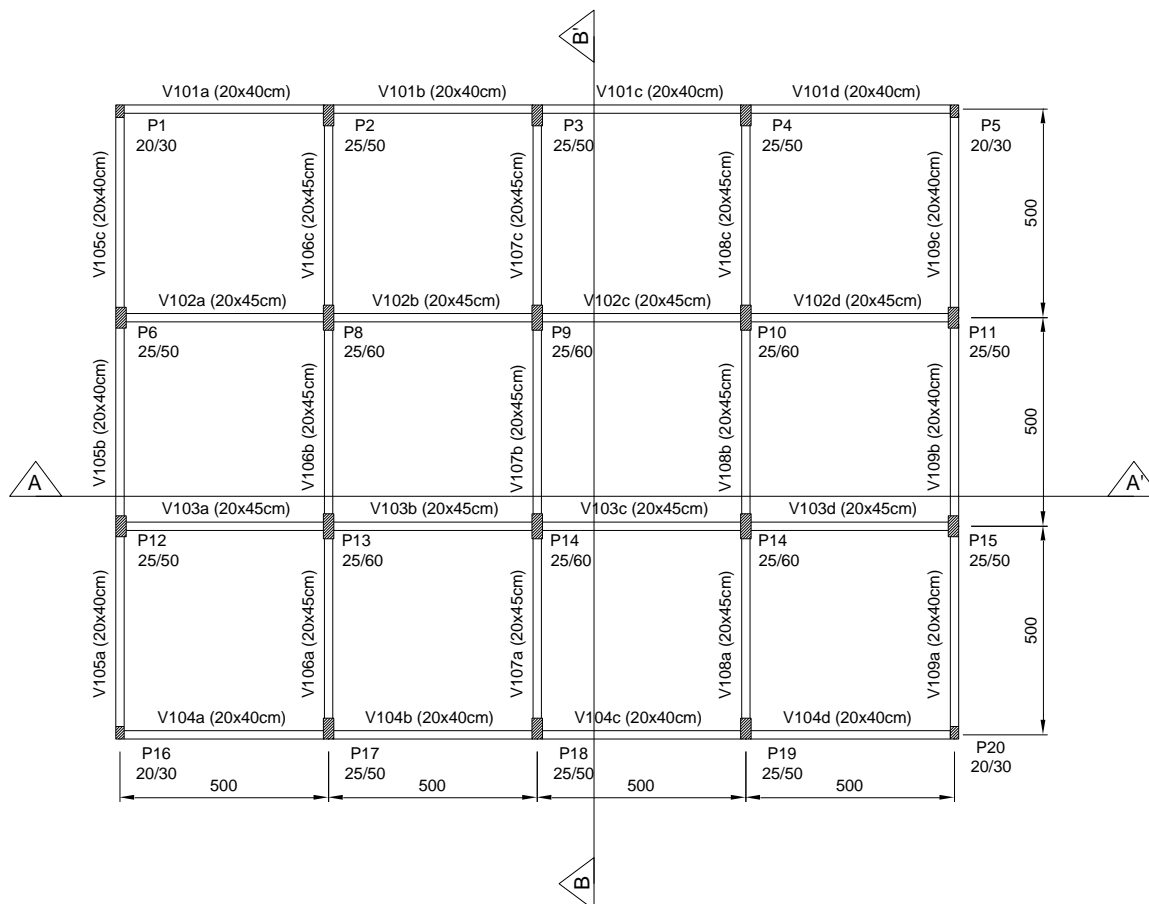
Para as análises realizadas nesse trabalho, um edifício em concreto armado foi arbitrado e dimensionado segundo as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), onde posteriormente o colapso progressivo foi simulado através da remoção de pilares em diferentes situações. Dessa forma, nos próximos subitens são detalhados o edifício e o processo de retirada de resultados e análise.

5.2.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA ANALISADA

Neste estudo avaliou-se uma estrutura de 5 pavimentos – térreo e quatro pavimentos tipo, pré-projetada de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Cada pavimento tem 3 metros de altura e a altura total do edifício é de

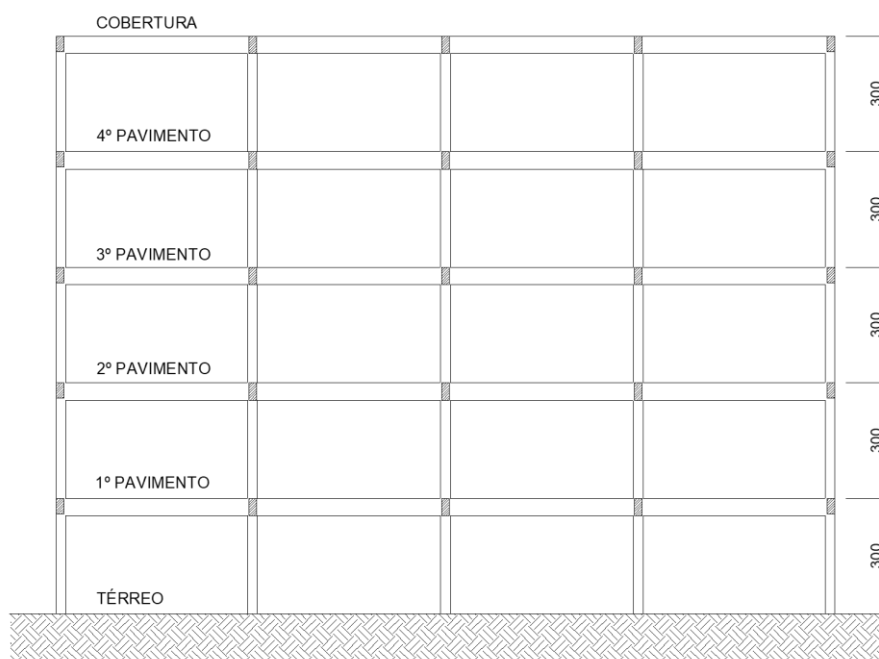
15 metros. A Figura 24 mostra a planta dos pavimentos do edifício com as dimensões dos elementos estruturais e as Figuras 25 e 26 mostram as elevações longitudinal e transversal.

Figura 24 – Planta de fôrmas do pavimento tipo da estrutura analisada



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 25 – Corte A-A'



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 26 – Corte B-B'



Fonte: Autoria Própria (2019).

Para a etapa de dimensionamento da estrutura, necessitou-se definir preliminarmente o tipo de ocupação e utilização do edifício. Para esse caso se definiu que a ocupação seria de prédio comercial, pois se priorizou a escolha por locais onde possivelmente há maior permanência e circulação de pessoas diariamente.

Portanto, levando em consideração a utilização da estrutura, alguns aspectos iniciais foram definidos, de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), tais como:

- Classe de Agressividade ambiental: II – Moderada, para ambiente urbano;
- Classe do concreto: C30 e, portanto a resistência à compressão f_{ck} é de 30 MPa;
- Cobrimento Nominal: 30 mm (vigas e pilares), definida de acordo com a classe de agressividade ambiental e a resistência à compressão do concreto;
- Aço CA50 – $f_{yk} = 500$ MPa;

Desse modo, as Tabelas 1 e 2 mostram as dimensões das seções transversais e as armaduras dos pilares e vigas, respectivamente, adotadas. Já as lajes tem espessura de 12,5 cm, e suas armaduras longitudinal e transversal são de barras com diâmetro de 6,3 mm a cada 20 cm e as armaduras negativas variam entre barras de 10 mm a cada 20 cm e barras de 8 mm a cada 15 cm.

Tabela 1 - Resumo das dimensões da seção transversal e da armadura dos pilares

Pilares	Base - b (m)	Altura - h (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Comprimento L (m)
P2, P3, P4, P6, P10, P11, P15, P17, P18, P19	0,25	0,50	6 ϕ 16 mm	ϕ 8 mm a cada 20 cm	3
P1, P5, P16, P20	0,20	0,30	6 ϕ 20 mm	ϕ 8 mm a cada 20 cm	3
P7, P8, P9, P12, P13, P14	0,25	0,60	10 ϕ 20 mm	ϕ 8 mm a cada 20 cm	3

Fonte: Autoria Própria (2019).

Tabela 2 - Resumo das dimensões das armaduras e da seção transversal das vigas

Vigas	Seção transversal			Armadura			Comprimento L (m)
	Área (m ²)	b_w (m)	h (m)	Long. Positiva	Long. Negativa	Transversal	
V102, V103, V106, V107, V108	0,09	0,20	0,45	4 ϕ 16mm	2 ϕ 20mm	ϕ 8mm c/ 15cm	5
V101, V104, V105, V109	0,08	0,20	0,40	4 ϕ 16mm	2 ϕ 20mm	ϕ 8mm c/ 20cm	5

Fonte: Autoria Própria (2019).

Foram aplicadas aos modelos as mesmas cargas, variando-se somente os coeficientes de majoração e minoração nas simulações, de acordo com recomendação dos métodos aplicados. Portanto, nesse trabalho consideraram-se as seguintes cargas: o peso

próprio dos elementos (vigas, pilares e lajes), a sobrecarga de utilização da laje a resultante das cargas dos revestimentos de piso e teto nas lajes, de 1,57 kN/m²; e, por fim, a carga da alvenaria de vedação nas vigas, de 9,04 kN/m². Todas as cargas foram calculadas segundo os valores propostos pela NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980).

5.2.2 CENÁRIOS DE RETIRADA DE PILAR E MODELOS ANALÍTICOS

Com a estrutura definida e dimensionada, partiu-se para a definição dos casos a serem analisados e aplicação das diferentes metodologias de prevenção e verificação quanto ao colapso progressivo nos diferentes modelos propostos, utilizados nas análises realizadas em que foram obtidos os resultados de esforços internos e deslocamentos resultantes através do *software* utilizado.

Neste trabalho o colapso progressivo foi avaliado através da retirada de pilares e os resultados foram obtidos a partir do modelo deformado. Essa abordagem é a mais utilizada para análises de colapso progressivo por ser independente dos eventos causadores. (IRIBARREN, 2011).

Além disso, há confiabilidade dos resultados e diminuição do esforço computacional gasto em relação às abordagens que dependem do evento inicial, aonde o mesmo é modelado explicitamente. (GUDMUNDSSON e IZZUDIN, 2008).

Foram investigados três modelos diferentes, sendo que todos eles foram pré-dimensionados de acordo com as recomendações da norma brasileira para concreto armado, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e posteriormente dois desses modelos foram adaptados segundo as metodologias do método indireto e do método dos caminhos alternativos de carga.

O primeiro modelo não foi modificado e, portanto, suas dimensões respeitam as diretrizes da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), já que seu dimensionamento foi feito de acordo com esse documento. Logo, o Modelo 1 serviu como parâmetro de comparação para os demais.

No Modelo 2 aplicaram-se as diretrizes do método indireto – ou das amarrações – conforme as diretrizes recomendadas pelo UFC 4-023-03 (2009), para a consideração do colapso progressivo na fase de projeto.

O Modelo 3 foi alterado segundo a verificação e redimensionamento referentes ao método dos caminhos alternativos, presente no GSA (2016), com as ponderações para o carregamento sugerido pelo mesmo e usando o procedimento linear-estático. Isto é, foram

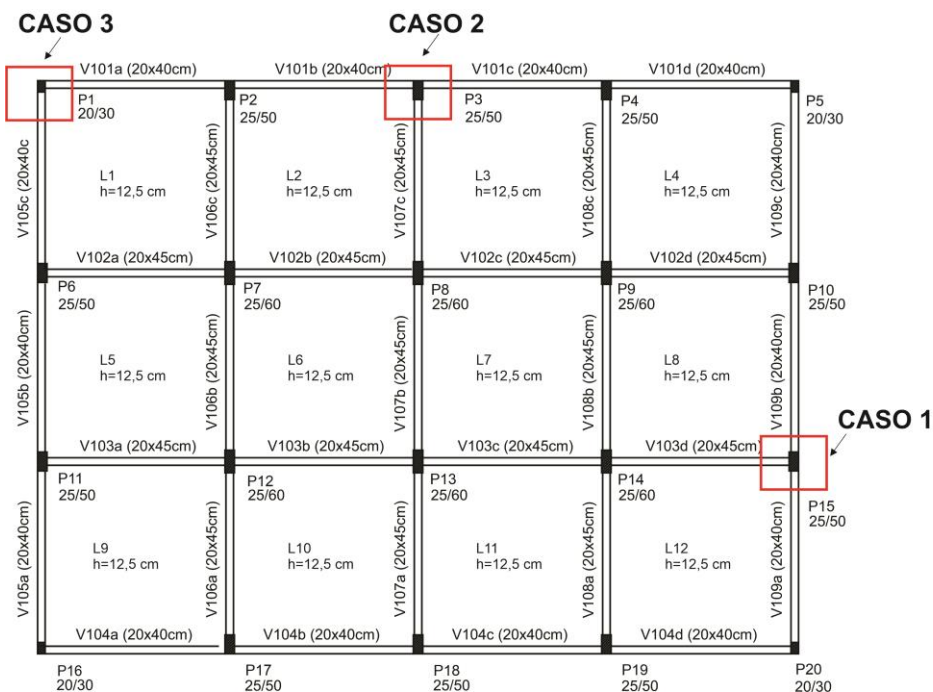
feitas análises após a perda de um pilar com o modelo não modificado e então as cargas foram realocadas e a estrutura redimensionada de acordo com os parâmetros propostos.

Após a definição dos modelos a serem simulados, aplicou-se a mesma metodologia de atividades a todos, com o objetivo de comparar o comportamento entre as estruturas com diferentes metodologias de prevenção ao colapso progressivo.

Foi realizada então a retirada dos pilares em todos os modelos. A escolha dos elementos verticais retirados obedeceu aos critérios de análise do GSA (2016) descritos no capítulo 3 deste trabalho. Foram retirados, portanto, três pilares externos como mostra a Figura 27. Logo, analisaram-se os seguintes casos em cada modelo proposto:

- Caso 0: Sem a retirada de nenhum pilar;
- Caso 1: Retirada do primeiro pilar externo – aproximadamente no meio da menor fachada, que será também o caso perto do canto do edifício;
- Caso 2: Retirada do segundo pilar externo – aproximadamente no meio da maior fachada;
- Caso 3: Retirada do terceiro pilar externo – no canto do edifício;

Figura 27 - Pilares removidos em cada caso para simulação do colapso progressivo



Fonte: Autoria Própria (2019).

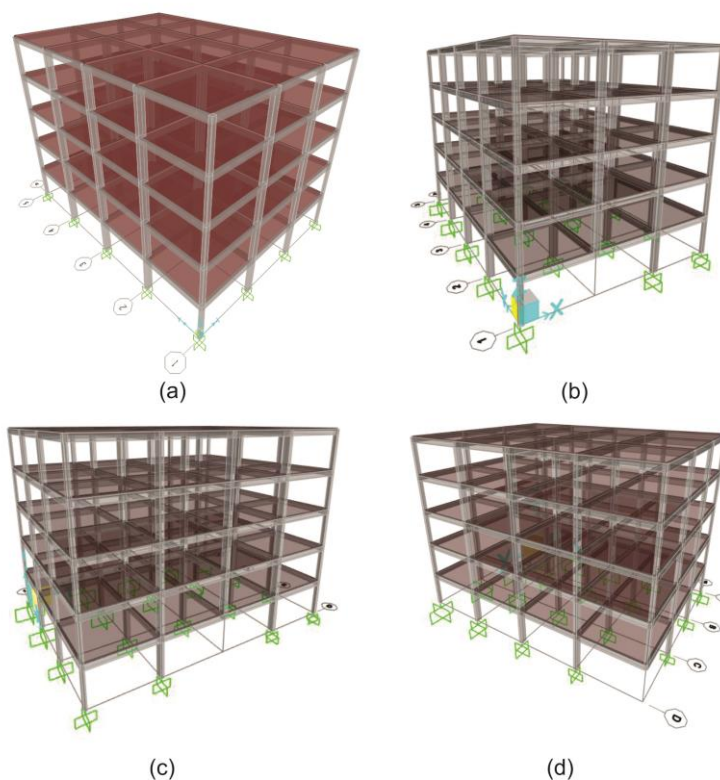
A análise linear-estática foi realizada usando o *software* SAP 2000® e, para isso, os elementos que compõem a estrutura foram discretizados em elementos finitos conforme as diretrizes para a utilização deste *software*. As lajes, por exemplo, foram discretizadas em

elementos finitos de dimensão máxima 0,10 x 0,10 m e as vigas e pilares em no mínimo 100 elementos finitos com dimensão máxima de, também, 0,10 m. Conforme mostra a Figura 28, o modelo estrutural utilizado é tridimensional e as cargas pertinentes foram aplicadas a esse sistema estrutural. Com isso não houve a necessidade de se adicionar as paredes de vedação, visto que se aplicou a carga referente à mesma diretamente nas vigas. Além disso, nessa figura observa-se que o pilar foi removido no primeiro pavimento para todos os casos.

As cargas calculadas e inseridas no sistema estrutural foram as seguintes:

- O peso próprio da estrutura de vigas, pilares e lajes, a sobrecarga de utilização nas lajes de 2 kN/m² conforme a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980);
- A carga dos revestimentos da laje, calculada com os pesos específicos dos materiais (argamassa de assentamento e piso cerâmico), obtidos também na NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980), resultando em 1,57 kN/m²;
- A carga da alvenaria de vedação, incluso o revestimento, resultando em 9,04 kN/m, aplicada em todas as vigas.

Figura 28 – Modelos analíticos tridimensionais da estrutura utilizados para as análises do (a) Caso 0, (b) Caso 1, (c) Caso 2 e (d) Caso 3



Fonte: Autoria Própria (2019).

5.2.2.1 Modelo 1 – Sem alterações

Como citado anteriormente, no primeiro modelo estrutural, o Modelo 1, nenhum método de prevenção ou verificação de estruturas considerando o colapso progressivo foi adicionado à estrutura. Neste modelo, os elementos estruturais foram dimensionados através das recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e suas características foram descritas anteriormente.

Por isso, os resultados da análise linear-estática para os 4 casos deste modelo servem para o comparativo dos resultados dos modelos posteriores. Nesse modelo, a estrutura foi simulada para os quatro casos de remoção de pilar propostos e foram analisados os momentos fletores nas vigas adjacentes aos pilares retirados e o deslocamento na parte superior desses pilares.

5.2.2.2 Modelo 2 – Aplicação do método indireto

Como citado no Capítulo 3, neste método a estrutura é mecanicamente amarrada, aumentando sua continuidade e ductilidade e criando caminhos alternativos de carga. (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009). Isto é feito basicamente adicionando armadura nos sistemas de piso e teto. Para isso as cargas incidentes nas lajes foram calculadas, majoradas e combinadas conforme recomendado pelo UFC 4-023-3 (DEPARTMENT OF DEFENSE, 2009), assim como toda a metodologia utilizada para a avaliação e dimensionamento da estrutura conforme o método indireto.

Para o cálculo das cargas de peso próprio (permanentes) para esse modelo, consideraram-se: as lajes, vigas, pilares e revestimentos. Para as cargas variáveis consideraram-se apenas a sobrecarga de utilização. As cargas resultantes foram: 3,125 kN/m² das lajes, 1,2575 kN/m² das vigas, 0,5975 kN/m² dos pilares, 1,57 kN/m² dos revestimentos na laje e por fim, 2 kN/m² de sobrecarga de utilização.

Considerando-se que as cargas estão atuando continuamente por toda a superfície das lajes, a carga incidente na laje que deve ser considerada por essas amarrações é dada pela Equação 3, em que D são as cargas permanentes e L as cargas variáveis, resultando em 8,86 kN/m².

Para as amarrações periféricas, a carga a ser resistida é de 265,8 kN, encontrada pela Equação 5. E, para as amarrações longitudinais e transversais a carga é dada pela Equação 4. Onde L_1 é a maior das distâncias entre os centros de pilares de suporte de quaisquer dois espaços adjacentes de laje na direção considerada, L_p é igual à 1 metro e W_c

é a carga permanente de revestimento sobre a fachada do comprimento L_1 , multiplicada pelo fator de carga e resistência (LRFD) igual à 1,2.

A área de aço requerida para as amarrações é dada pelas Equações 1 e 2, onde R_n é a resistência nominal de amarração calculada pelo código específico, segundo o material utilizado, γ_i é o fator de carga, ϕ é o fator de redução de resistência e Q_i é o efeito de carga.

O coeficiente de redução de resistência utilizado é de 0,75 e o fator de majoração de resistência para o aço conforme o ASCE 41 (2014) é de 1,25. Portanto, a área de aço requerida para as amarrações periféricas resultou em 5,6704 cm² e para as amarrações longitudinais e transversais em 2,8352 cm²/m.

Para as amarrações verticais, aplicadas nos pilares, a carga a ser resistida depende da área de influência de cada pilar e da carga de 8,86 kN/m². Portanto, para os pilares de canto (P1, P5, P17 e P21), a área de aço longitudinal requerida é de 1,173 cm². Para os pilares de extremidade (P2, P3, P4, P18, P19 e P20), a área de aço requerida é de 2,363 cm² e, para os pilares interiores (P8, P9, P10, P13, P14 e P15) a área de aço é de 4,725 cm².

Para a aplicação dessas áreas de aço na estrutura em si, verificou-se primeiramente se as áreas de aço efetivas existentes já atendiam as áreas necessárias. Para as amarrações periféricas a área de aço efetiva é de 6,28 cm², portanto maior do que a requerida e, logo, não é necessário adicionar barras. Para as amarrações longitudinais e transversais, a área de aço necessária é de 2,8352 cm²/m e a efetiva do projeto inicial são de 1,58 cm²/m. Logo, para atendê-la, substituiu-se a armadura das lajes por barras de 8mm a cada 17 cm. Salienta-se que se trata de um trabalho teórico e que, portanto, não se necessita obedecer a convenções que facilitem o trabalho de execução da estrutura. Para as amarrações verticais dos pilares, as áreas efetivas de aço, da Tabela 1 também eram maiores que a requerida e, por isso, não se necessitou da modificação.

Após as modificações realizadas de acordo com o método, a estrutura foi simulada no *software* utilizado em um processo linear-estático e foram retirados os mesmos resultados do modelo anterior.

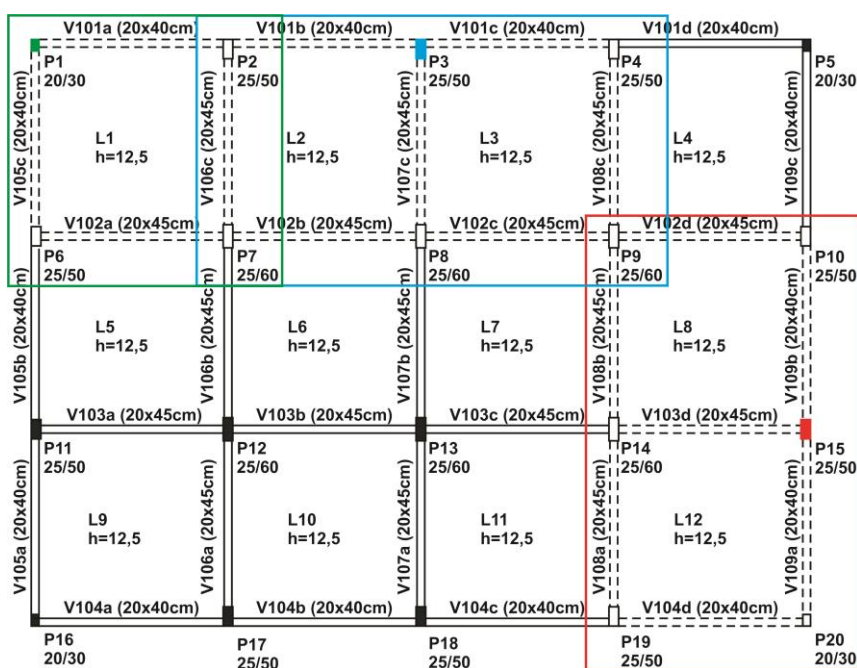
5.2.2.3 Modelo 3 – Aplicação do método dos caminhos alternativos de carga

O método dos caminhos alternativos de carga faz uma verificação da estrutura, segundo prováveis cenários de perda de pilares. Os pilares retirados para simular o colapso progressivo neste trabalho foram escolhidos conforme as recomendações para este método contidas no GSA (2016) e foram apresentados na Figura 27.

Nesse método o procedimento utilizado é o linear estático. Esse processo iniciou-se com a verificação de irregularidades e do DCR (relação demanda-capacidade) da estrutura, segundo a Equação 8, apresentada no Capítulo 3. Observou-se nessa etapa que não há irregularidades na estrutura e que, portanto, o método pode ser aplicado. Além disso, definiu-se que os elementos primários são as vigas e pilares, e os elementos secundários são as lajes. Posteriormente, com os pilares a serem removidos já definidos, prosseguiu-se com o cálculo dos modificadores de demanda (*m-factors*), que são fatores que dependem das características e dos esforços iniciais dos elementos estruturais considerados.

Nesse método, recomenda-se que as verificações sejam feitas em determinadas vigas de todos os pavimentos e que são adjacentes aos pilares removidos. Para cada pilar removido algumas vigas e pilares deviam ser verificados e analisados. Dessa forma, a Figura 29 mostra a área de influência de cada pilar removido e os retângulos agrupam as vigas e pilares a serem analisados em cada caso, sendo que essas vigas em questão estão representadas com a linha tracejada na mesma figura.

Figura 29 - Elementos estruturais analisados, adjacentes aos pilares removidos, pelo método dos caminhos alternativos de carga



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Portanto, para estes elementos, o cálculo dos modificadores de demanda baseou-se na taxa de armadura transversal e longitudinal, nas dimensões geométricas e nas resistências dos materiais utilizados nesses elementos. Além disso, realizaram-se algumas verificações impostas pelo GSA (2016) para que o método pudesse ser aplicado em determinado elemento.

Para as ligações viga-pilar e para os pilares, os modificadores de demanda foram calculados da mesma forma. Posteriormente ao cálculo dos modificadores, os mesmos foram multiplicados pelos fatores de incremento de carga e, com estes resultados, as combinações de carga a serem aplicadas na estrutura foram calculadas conforme as Equações 9, 10 e 11 do Capítulo 3.

Após os cálculos preliminares e com as combinações aplicadas diretamente ao modelo analítico no *software* utilizado, a estrutura foi simulada pela primeira vez. Como o MCAC é um processo iterativo, após a primeira simulação e comparando os modificadores de demanda iniciais com os resultantes da simulação, observou-se que os pilares a serem redimensionados, considerando a nova combinação de carga, foram: o P10 e o P20 no primeiro pavimento para o Caso 1, o P2 e o P4 no primeiro pavimento para o Caso 2 e também o P2 no primeiro pavimento para o Caso 3. Como as diretrizes do método não especificam como o redimensionamento deve ser feito, adotou-se uma barra de aço a mais das já inseridas em cada pilar na armadura longitudinal, de mesmo diâmetro como reforço, para todos os pilares a serem redimensionados. Já as vigas, não se observaram modificadores de demanda menores do que os calculados primeiramente, portanto, concluiu-se que não havia necessidade do redimensionamento de nenhuma viga.

Sendo assim, no Caso 1, os pilares P10 e P20 passaram a contar com 7 barras de 16 e 20 mm respectivamente. No Caso 2, os pilares P2 e P4 passaram a ter como armadura longitudinal 7 barras de 16 mm e, no Caso 3, o pilar P2 também foi modificado para ter 7 barras de 16 mm de armadura longitudinal, todos no primeiro pavimento. Após as modificações, a estrutura foi simulada novamente retirando-se os mesmos resultados que nos modelos anteriores.

5.2.3 DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS E DOS ELEMENTOS ANALISADOS

Após a simulação do modelo estrutural proposto, com os diferentes métodos de verificação e prevenção ao colapso progressivo, realizou-se a avaliação das respostas da estrutura à perda dos pilares e para isso analisaram-se o momento fletor nas vigas adjacentes aos pilares removidos, requisitadas pelo GSA (2016) conforme ilustra a Figura 29 e os deslocamentos na ligação viga-pilar na parte superior do pilar removido. Os resultados nesses elementos foram retirados e analisados para todos os casos e modelos sugeridos.

Ao analisar esses parâmetros se buscará avaliar a eficiência dos métodos de prevenção ao colapso progressivo disponíveis em normas aplicados à estruturas de

concreto armado, especialmente no aspecto de redistribuição de cargas aos elementos adjacentes intactos.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos ao longo de toda a pesquisa nas duas etapas principais: a etapa da análise das normas e proposta de classificação estrutural, bem como os resultados da análise estrutural dos modelos e casos propostos de acordo com a metodologia.

6.1 PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Pelas tabelas classificatórias abordadas no Capítulo 3, percebeu-se que as estruturas são divididas, em sua maioria, devido à sua finalidade e subdivididas em alguns casos por sua ocupação. Portanto, através da metodologia descrita no capítulo anterior e da análise de normas, criou-se uma proposta de classificação das estruturas com o intuito de auxiliar os projetistas a escolher se deve, ou não, incluir a verificação quanto ao estado limite último de colapso progressivo na fase de projeto e dimensionamento da estrutura.

Na primeira fase da elaboração dessa classificação dividiu-se as estruturas em 3 diferentes categorias segundo a ocupação e porte da edificação e atribuiu-se para cada uma a observação da necessidade da consideração do colapso progressivo e que tipo de método poderia ser aplicado a cada categoria, conforme mostra o Quadro 5.

O grupo I contempla as edificações com menor risco de ruptura de um elemento essencial e que geralmente tem uma configuração idealizada para uma evacuação rápida e eficiente. Já no grupo II estão as edificações que tem estrutura com maior risco de sofrer colapso progressivo, com maior ocupação e em que a evacuação do local é mais complexa quando comparadas às estruturas do grupo anterior. No grupo III estão as edificações que, em caso de colapso progressivo, podem ter maior dano social e econômico associado, como mostra o Quadro 5.

Quadro 5 - Proposta inicial de classificação de estruturas quanto à necessidade do colapso progressivo

Categoria	Natureza da Ocupação	Consideração do colapso progressivo e métodos
-----------	----------------------	---

		recomendados
I	Edificações de pequeno porte, com baixa ocupação e até três pavimentos	Não necessitam da consideração do colapso progressivo
II	Edificações de médio porte, com ocupação considerável, com mais de dois pavimentos	Necessitam da consideração do colapso progressivo através de métodos menos rigorosos e detalhados
III	Edificações de grande porte, com alta ocupação, independentemente do número de pavimentos	Necessitam da consideração do colapso progressivo através de métodos mais rigorosos e detalhados

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Portanto, considerou-se que as estruturas contempladas no grupo I não tem a necessidade efetiva da verificação do estado limite último de colapso progressivo. As estruturas do grupo II devem ser verificadas e, para isso, pode ser utilizado um método menos rígido. Já nas estruturas do grupo III propõe-se a utilização de métodos mais completos e difundidos, como o método dos caminhos alternativos de carga. Dessa forma, a classificação proposta final está apresentada no Quadro 6.

Quadro 6 - Proposta de classificação de diversas estruturas segundo a necessidade de consideração do colapso progressivo e o respectivo método recomendado

Categoria	Natureza da Edificação	Consideração do colapso progressivo e método recomendado
I	Edifícios com baixa ocupação, que tenham somente o pavimento térreo ou que não contem com ocupação permanente de pessoas, incluindo, mas não limitado a: <ul style="list-style-type: none"> • Residência unifamiliar, independente do número de pavimentos e ocupação; • Residência multifamiliar, com ocupação menor do que 40 pessoas, independente do número de pavimentos; • Escolas ou creches de educação infantil, somente com pavimento térreo, com ocupação de até 100 pessoas; • Escolas ou colégios de ensino fundamental e médio, somente com pavimento térreo, com ocupação de até 150 pessoas; • Ginásios de esportes de escolas ou outros, que não tenham arquibancadas, independente da ocupação; 	Não

	<ul style="list-style-type: none"> • Edifícios garagem, independente do número de pavimentos ou ocupação; • Centros comerciais, lojas de qualquer tipo de comércio, escritórios, postos de combustível, desde que tenham até 2 pavimentos, independente da ocupação; • Edifícios com menos de 3 pavimentos, destinados à consultórios médicos, odontológicos, laboratórios de exames, dentre outros, independente da ocupação; • Unidades básicas de saúde ou de pronto atendimento, instituições de cuidados permanentes a idosos e pessoas com necessidades especiais, com ocupação de até 150 pessoas e até 2 pavimentos; • Locais que abrigam veículos de atendimento emergencial, como ambulâncias, com até 2 pavimentos; • Estação de tratamento de água e esgoto; • Galpões para animais, produtos agrícolas não tóxicos, materiais de construção e outros com até 2 pavimentos; • Portos, aeroportos e rodoviárias de pequeno porte, com até 2 pavimentos, independente do número de ocupantes; • Locais de visitação turística, restaurantes, bares, dentre outros, com até 2 pavimentos, independente da ocupação. 	
II	<p>Edifícios com ocupação considerável, que tenham 2 ou mais pavimentos, incluindo, mas não limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Residência multifamiliar, com ocupação maior ou igual a 40 pessoas, com 3 ou mais pavimentos; • Escolas ou colégios de ensino fundamental e médio, com 2 ou mais pavimentos, com até 150 ocupantes; • Faculdades, universidades, instituições de pesquisa e ensino, de educação de jovens e adultos, com 2 pavimentos e ocupação de até 200 pessoas; • Edifícios com salas comerciais, escritórios, com até 3 pavimentos, sem limite de ocupação; • Edifícios com até 3 pavimentos destinados à consultórios médicos, laboratórios, com qualquer ocupação; 	<p>Sim, métodos básicos de prevenção, como método da resistência local específica e método das amarrações</p>

	<ul style="list-style-type: none"> • Locais que abrigam veículos de atendimento emergencial, como ambulâncias, com 3 ou mais pavimentos; • Penitenciárias ou casas de detenção, com ocupação menor do que 100 pessoas e 2 pavimentos; • Edifícios destinados a quaisquer órgãos governamentais, com 2 pavimentos, independente da ocupação; • Centros de coordenação e resposta à emergências/catástrofes com 2 pavimentos, independente da ocupação; • Instalações de geração de energia de qualquer tipo; • Prédios de bombeiros, policias, dentre outros com 2 pavimentos; • Torres de controle de aeroportos, independente do número de pavimentos e ocupação; • Galpões para animais, produtos agrícolas não tóxicos, materiais de construção e outros, com 3 ou mais pavimentos; • Locais de visitação turística, restaurantes, bares, dentre outros, até 2 pavimentos, independente da ocupação; • Portos, aeroportos e rodoviárias de pequeno porte, com 2 pavimentos, independente do número de ocupantes; 	
III	<p>Edifícios de grande porte e que comportam um grande número de pessoas, incluindo, mas não limitado à:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Edifícios residenciais com ocupação maior do que 40 pessoas e com 3 ou mais pavimentos; • Escolas ou creches de educação infantil, com 2 ou mais pavimentos, independente da ocupação; • Ginásios esportivos com arquibancada com mais de 200 lugares; • Estádios de esportes, com qualquer ocupação; • Edifícios com salas comerciais, escritórios, com mais de 3 pavimentos, sem limite de ocupação; • Edifícios com mais de 3 pavimentos destinados à consultórios médicos, laboratórios, com qualquer 	<p>Sim, no mínimo métodos de verificação e prevenção como método dos caminhos alternativos de carga</p>

	<p>ocupação;</p> <ul style="list-style-type: none">• Unidades básicas de saúde ou de pronto atendimento, instituições de cuidados permanentes a idosos e pessoas com necessidades especiais, com ocupação de até 150 pessoas e 3 ou mais pavimentos;• Hospitais e clínicas que realizam cirurgias e atendimentos de emergência, com mais de 3 pavimentos e qualquer ocupação• Faculdades, universidades, instituições de pesquisa e ensino, de educação de jovens e adultos, com 3 ou mais pavimentos e ocupação maior do que 200 pessoas;• Centros comerciais ou shoppings centers com 3 ou mais pavimentos, independentemente da ocupação;• Edifícios com salas comerciais, escritórios, com mais de 3 pavimentos, sem limite de ocupação;• Centros comerciais ou shoppings centers independentemente da ocupação e do número de pavimentos;• Edifícios com mais de 3 pavimentos destinados à consultórios médicos, laboratórios, com qualquer ocupação;• Penitenciárias ou casas de detenção, com ocupação maior do que 100 pessoas e 3 ou mais pavimentos;• Pontes e viadutos;• Edifícios destinados a quaisquer órgãos governamentais, com 3 ou mais pavimentos, independente da ocupação;• Centros de coordenação e resposta à emergências/catástrofes com 3 ou mais pavimentos, independente da ocupação;• Prédios de bombeiros, policias, dentre outros com 3 ou mais pavimentos;• Locais de visitação turística, restaurantes, bares, dentre outros, com mais de 3 pavimentos, independente da ocupação;• Portos, aeroportos e rodoviárias com 3 ou mais	
--	--	--

	pavimentos, independente do número de ocupantes;	
--	--	--

Fonte: Autoria Própria, (2020).

As edificações consideradas para o desenvolvimento dessa classificação foram adequadas à realidade nacional, bem como, pensadas para o caso de um colapso progressivo de forma isolada, em uma única edificação, por motivos específicos e que se mostraram ocorrer com maior frequência nos casos documentados de colapso progressivo no cenário nacional, tais como: explosões de gás, mau uso da estrutura, mau dimensionamento dos elementos estruturais, incêndio, impacto de veículo em um elemento essencial, dentre outros.

Além disso, a divisão, o nivelamento e a associação com um dos métodos citados anteriormente foi feita de acordo com a ocupação, número de pavimentos e o potencial risco de perdas sociais e econômicas associados.

Ademais, foi considerado se a instalação abriga um órgão essencial para a manutenção de serviços básicos para o funcionamento de uma comunidade em uma situação de crise.

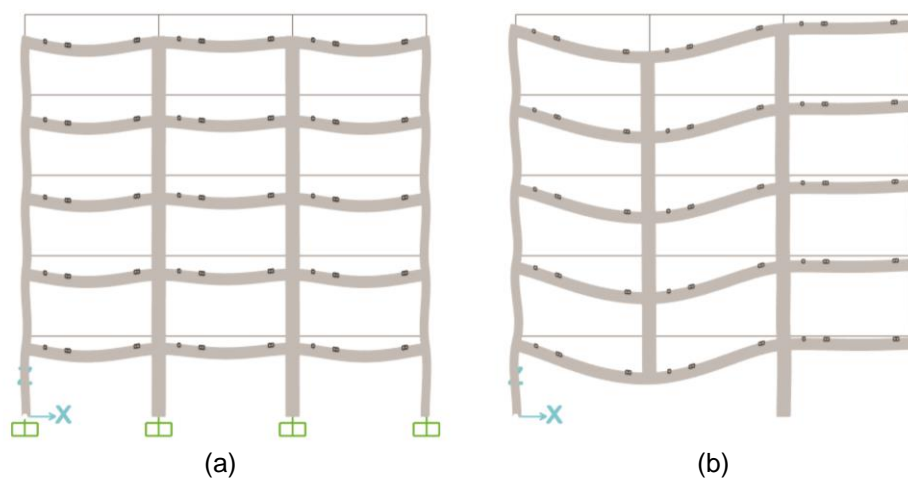
6.2 ANÁLISE DOS MODELOS

Com as estruturas redimensionadas para os modelos determinados, partiu-se para a análise das mesmas, objetivando-se comparar seu comportamento estrutural através dos momentos fletores, esforços normais e deslocamentos nodais para determinados elementos. Esses indicadores foram utilizados para avaliar se os métodos beneficiam a segurança e estabilidade quando aplicados a uma estrutura dimensionada pelas diretrizes da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Como citado anteriormente, os resultados avaliados são os momentos fletores máximos nas vigas adjacentes ao pilar removido, em conformidade com o ilustrado na Figura 29, bem como os momentos fletores superior e inferior e esforço normal dos pilares também adjacentes ao que foi retirado. A escolha dos elementos a serem analisados que foram ilustrados na Figura 29 deu-se conforme as instruções do GSA (2016).

Após a simulação de todos os casos para todos os modelos, observou-se que após a retirada do pilar com o objetivo de simular o colapso progressivo na estrutura houve uma modificação na configuração deformada do sistema estrutural e nos diagramas de momento fletor. A Figura 30a ilustra a configuração deformada da estrutura inicial e a Figura 30b mostra a estrutura após a retirada do pilar P15.

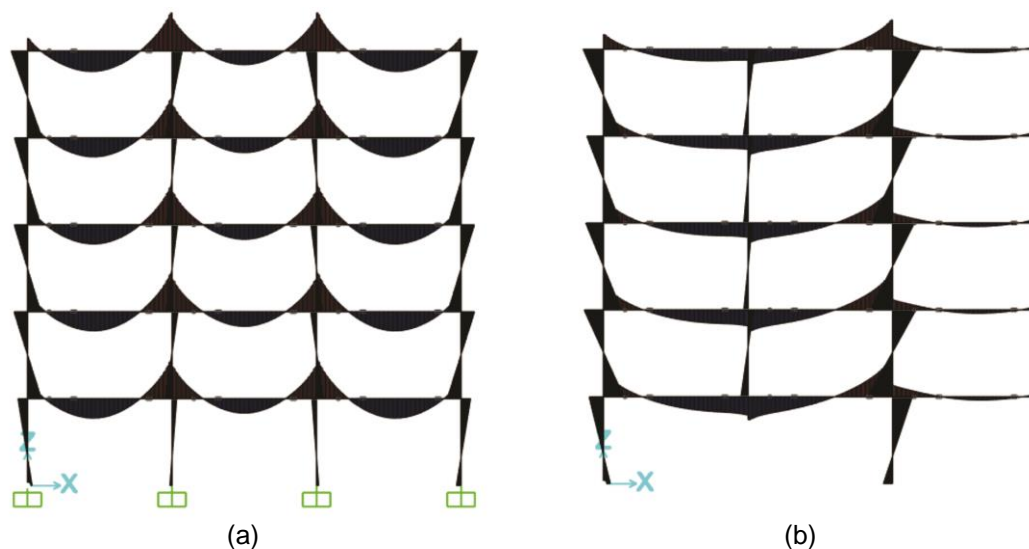
Figura 30 - Configuração deformada da estrutura (a) sem a remoção de pilar e (b) com o pilar P15 removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

O comportamento dos diagramas de momentos fletores também foi modificado, como mostram as Figuras 31a e 31b. Nelas observa-se que há uma inversão dos momentos fletores, como já esperado e também diminuição do esforço interno no lado oposto ao que houve a retirada do pilar. Tanto o comportamento da configuração deformada quanto dos momentos fletores são os mesmos para todos os casos independentemente do modelo, ou seja, das modificações que foram realizadas na estrutura conforme o método abordado.

Figura 31 - Configuração dos momentos fletores para pórticos do sistema estrutural (a) sem nenhum pilar removido e (b) com o pilar P15 removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

O SAP 2000® apresenta os resultados de momento fletor considerando os eixos m_{33} e m_{22} da seção transversal do elemento. O momento m_{33} é o momento fletor em torno do eixo de maior inércia e o m_{22} é o momento fletor em torno do eixo de menor inércia. Para todos os resultados de momento fletor apresentados posteriormente, consideraram-se os resultados para o momento m_{33} .

Os resultados dos deslocamentos nodais obtidos após a finalização das simulações propostas para os modelos e casos investigados estão apresentados na Tabela 3, onde: u_1 , u_2 e u_3 , são os deslocamentos translacionais no nó superior do pilar removido em determinado caso, na direção dos eixos x , y e z , respectivamente e, r_1 , r_2 e r_3 são os deslocamentos rotacionais no mesmo nó.

Analisando-se os resultados e comparando-se os deslocamentos nodais dos casos 0 com os casos 1, 2 e 3 – em que foram removidos, respectivamente, os pilares P15, P3 e P1 – de todos os modelos, observa-se que após a remoção dos pilares houve um aumento significativo nos deslocamentos verticais. Verificou-se o aumento após a retirada de pilares em todos os casos estudados, o que já era esperado pela falta de apoio das vigas que fazem ligação com esses pilares.

Comparando-se entre si todos os deslocamentos nodais verticais dos modelos examinados nas simulações para os 3 casos de remoção de pilar, observa-se que para todos ocorre um acréscimo no valor dos mesmos. Confrontando-se todos os casos do Modelo 3, em que o método dos caminhos alternativos de carga é aplicado, com os outros dois, constata-se que há uma diminuição significativa no deslocamento, mesmo no caso em que nenhum pilar é removido, já que os coeficientes de majoração utilizados para esse modelo são menores do que os utilizados nos demais.

Tabela 3 - Deslocamentos nodais translacionais e rotacionais nos nós superiores aos pilares removidos

Modelo	Caso	Deslocamentos nodais					
		u_1 (m)	u_2 (m)	u_3 (m)	r_1 (rad)	r_2 (rad)	r_3 (rad)
1	(P15)	$-1,57 \times 10^{-6}$	$-3,998 \times 10^{-6}$	$-9,404 \times 10^{-4}$	$-5,961 \times 10^{-4}$	$-4,10 \times 10^{-5}$	$9,32 \times 10^{-6}$
	Caso 1.0 (P3)	3×10^{-5}	$-2,322 \times 10^{-14}$	$-9,19 \times 10^{-4}$	$1,124 \times 10^{-14}$	$-2,01 \times 10^{-4}$	$1,95 \times 10^{-15}$
	(P1)	$-3,30 \times 10^{-6}$	-5×10^{-5}	$-9,31 \times 10^{-4}$	$7,36 \times 10^{-4}$	$-4,57 \times 10^{-4}$	$-4,7 \times 10^{-5}$
	Caso 1.1 (P15)	$-7,3 \times 10^{-5}$	$-8,8 \times 10^{-5}$	$-1,547 \times 10^{-2}$	$1,895 \times 10^{-3}$	$-2,64 \times 10^{-4}$	$2,3 \times 10^{-5}$
	Caso 1.2 (P3)	$2,5 \times 10^{-5}$	$-1,074 \times 10^{-11}$	$-1,313 \times 10^{-2}$	$5,836 \times 10^{-13}$	$1,112 \times 10^{-3}$	$-1,5 \times 10^{-12}$
	Caso 1.3 (P1)	$2,34 \times 10^{-4}$	$-1,314 \times 10^{-6}$	$-1,843 \times 10^{-2}$	$-2,71 \times 10^{-3}$	$2,499 \times 10^{-3}$	$7,1 \times 10^{-5}$
2	(P15)	$-1,57 \times 10^{-6}$	$-3,958 \times 10^{-6}$	$-9,42 \times 10^{-4}$	$-5,98 \times 10^{-4}$	$-4,1 \times 10^{-5}$	$9,34 \times 10^{-6}$
	Caso 2.0 (P3)	3×10^{-5}	$-1,118 \times 10^{-14}$	$-9,21 \times 10^{-4}$	$-1,24 \times 10^{-14}$	$-2,01 \times 10^{-4}$	$-2,4 \times 10^{-15}$
	(P1)	$-3,32 \times 10^{-6}$	-5×10^{-5}	$-9,32 \times 10^{-4}$	$7,38 \times 10^{-4}$	$-4,58 \times 10^{-4}$	$-4,7 \times 10^{-5}$
	Caso 2.1 (P15)	$-7,3 \times 10^{-5}$	$-8,8 \times 10^{-5}$	$-1,549 \times 10^{-2}$	$1,897 \times 10^{-3}$	$-2,65 \times 10^{-4}$	$2,3 \times 10^{-5}$
	Caso 2.2 (P3)	$2,5 \times 10^{-5}$	$-3,874 \times 10^{-12}$	$-1,314 \times 10^{-2}$	$1,072 \times 10^{-13}$	$1,113 \times 10^{-3}$	$5,7 \times 10^{-13}$
	Caso 2.3 (P1)	$2,34 \times 10^{-4}$	$-1,277 \times 10^{-6}$	$-1,845 \times 10^{-2}$	$-2,712 \times 10^{-3}$	$2,501 \times 10^{-3}$	$7,1 \times 10^{-5}$
3	Caso 3.0 (P15)	$-1,19 \times 10^{-6}$	$2,84 \times 10^{-6}$	$-7,4 \times 10^{-4}$	$-4,62 \times 10^{-4}$	$-3,3 \times 10^{-5}$	$7,49 \times 10^{-6}$
	(P3)	$2,3 \times 10^{-5}$	$-1,59 \times 10^{-15}$	$-7,22 \times 10^{-4}$	$1,742 \times 10^{-6}$	$-1,54 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-17}$

(P1)	$-2,83 \times 10^{-6}$	-4×10^{-5}	$-7,4 \times 10^{-4}$	$5,83 \times 10^{-4}$	$-3,62 \times 10^{-4}$	$-3,7 \times 10^{-5}$
Caso 3.1(P15)	-6×10^{-5}	-8×10^{-5}	$-1,217 \times 10^{-2}$	$1,496 \times 10^{-3}$	$-2,1 \times 10^{-4}$	$1,8 \times 10^{-5}$
Caso 3.2 (P3)	$2,3 \times 10^{-5}$	$-4,09 \times 10^{-13}$	$1,03 \times 10^{-2}$	$2,05 \times 10^{-14}$	$8,78 \times 10^{-4}$	$-5,3 \times 10^{-14}$
Caso 3.3 (P1)	$1,93 \times 10^{-4}$	$-2,546 \times 10^{-6}$	$-1,47 \times 10^{-2}$	$-2,163 \times 10^{-3}$	$1,995 \times 10^{-3}$	$5,6 \times 10^{-5}$

Fonte: Autoria Própria, (2019)

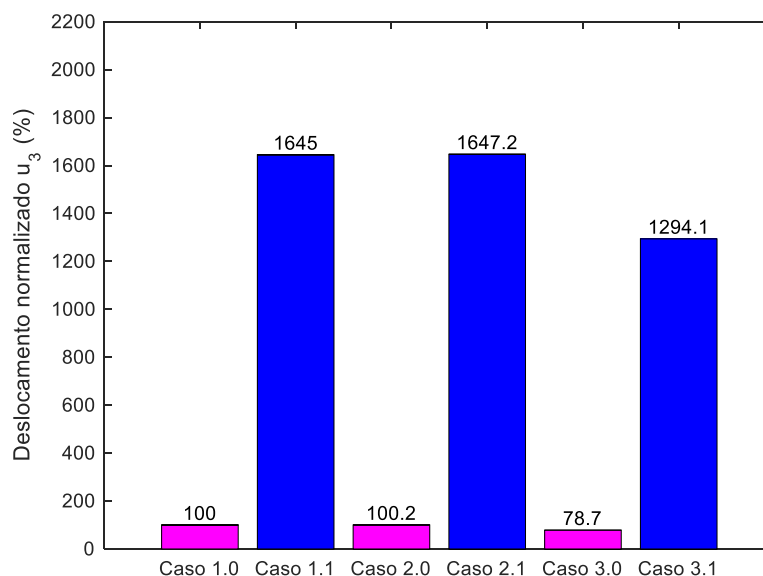
A Figura 32 ilustra os deslocamentos normalizados de deslocamentos verticais u_3 nos três modelos, para os casos em que nenhum pilar é removido (casos 0 de cada modelo) e para os casos em que o pilar P15 é removido.

Na comparação entre os deslocamentos nodais verticais u_3 dos casos 1.1, 2.1 e 3.1, ou seja, dos modelos 1, 2 e 3 no caso da retirada do pilar P15, constatou-se que o valor obtido no Modelo 2 foi maior do que para o Modelo 1 no mesmo caso, conforme ilustra a Figura 32. Ou seja, as modificações do método indireto empregadas no Modelo 2 não foram suficientes para amenizar o efeito da remoção do pilar nessa ligação.

Verificou-se esse comportamento também nos casos sem a remoção de pilares, os casos 0. O deslocamento vertical do Caso 3.0 é 21,3% menor do que o do Caso 1.0 (sem modificações) e 21,5% menor do que o Caso 2.0, em que o método indireto é aplicado.

Assim como nos demais casos, o deslocamento vertical do caso 2.0 é levemente maior (0,2%) do que o primeiro caso. A diminuição do deslocamento é ainda maior quando os casos 1.1, 2.1 e 3.1 são comparados.

Figura 32 – Variação do deslocamento nodal vertical normalizado u_3 , na extremidade superior do pilar P15, removido no Caso 1



Fonte: Autoria Própria, (2020).

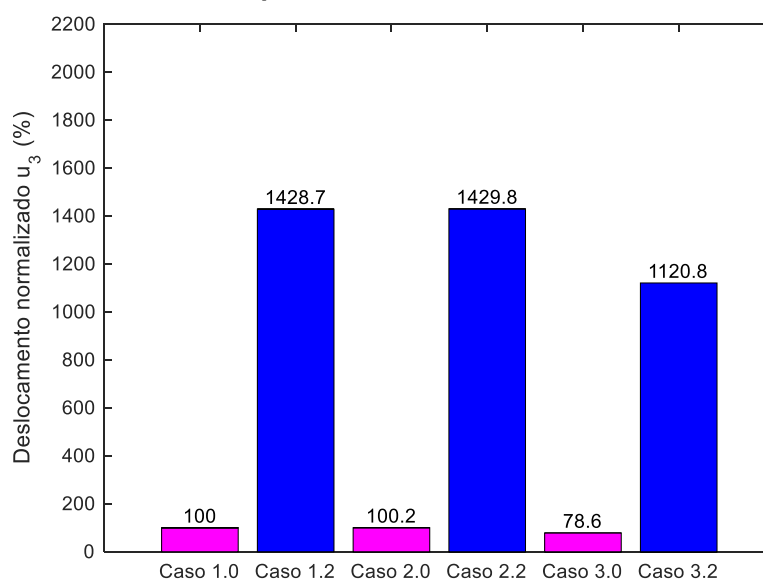
Entretanto, quando se comparou o aumento do deslocamento no Caso 1 em relação ao Caso 0 do Modelo 3, com o mesmo valor de aumento de deslocamento no Modelo 1,

tomado como referência, observou-se que o acréscimo de deslocamento é quase o mesmo, embora os valores no Modelo 3 sejam menores.

A Figura 33 ilustra a comparação entre os deslocamentos verticais normalizados na extremidade superior do pilar P3, dos três modelos avaliados e para os 3 casos em que esse pilar é removido: o Caso 1.2, 2.2 e 2.3. Nessa figura identificou-se que para esse caso o comportamento dos deslocamentos é semelhante ao caso avaliado anteriormente. Há um aumento substancial do valor de deslocamento quando o pilar P3 é retirado como previsto. No Modelo 3, em que o método dos caminhos alternativos é aplicado à estrutura os deslocamentos são menores nos dois casos estudados.

Além disso, observou-se que o deslocamento vertical é maior para o Caso 2.2 quando se compara com o Caso 1.2, mesmo com a aplicação das diretrizes do método indireto ou das amarrações.

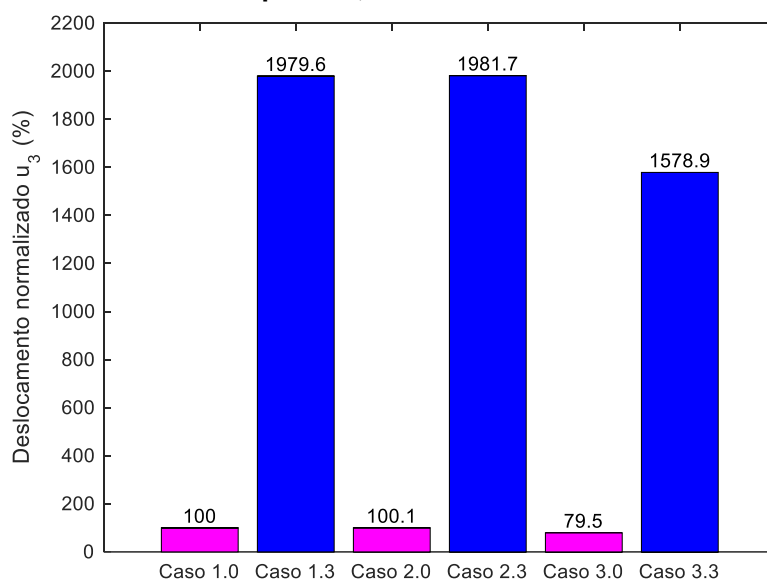
Figura 33 - Variação do deslocamento nodal vertical normalizado u_3 , na extremidade superior do pilar P3, removido no Caso 2



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Nos casos em que se removeu o pilar P1 observou-se o mesmo comportamento dos valores para deslocamento nodal vertical, como mostra a Figura 34. Isto é, constatou-se um aumento nesses deslocamentos nos casos em que os pilares foram removidos e comparando-se os modelos observou-se que o Modelo 3 tem deslocamentos menores que os demais.

Figura 34 - Variação do deslocamento nodal vertical normalizado u_3 , na extremidade superior do pilar P1, removido no Caso 3



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Além dos valores de deslocamentos nodais, foram analisados os valores de momentos fletores nas vigas adjacentes aos pilares removidos em cada caso de cada modelo. Os valores de momento fletor apresentados referem-se aos momentos denominados m_{33} pelo *software* utilizado, ou seja, os momentos fletores do elemento estrutural em torno do seu eixo de maior inércia.

Na Tabela 4 estão expostos os momentos fletores máximos para as vigas adjacentes aos pilares removidos, conforme mostrou a Figura 29, no primeiro pavimento. No Caso 1, em que o pilar removido foi o P15, as vigas analisadas foram as seguintes: V109a, V109b, V108a, V108b, V102d, V103d e a V104d. No Caso 2, com o pilar P3 removido, as vigas avaliadas foram: V101b, V101c, V102b, V102c, V106c, V107c e a V108c. Já para o Caso 3 em que o pilar P1 é retirado, as vigas adjacentes ao mesmo que foram estudadas são a V101a, V105c, V106c e a V102a.

Tabela 4 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no primeiro pavimento

Caso	Viga	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)
0	V109a	-33,2576	5	-33,302	5	-26,1274	5
	V109b	-27,3583	0	-27,3905	0	-21,4034	5
	V108a	-36,2007	0	-36,2767	0	-27,6105	0
	V108b	-33,9675	5	-34,0352	5	-25,8972	5
	V102d	-38,4311	5	-38,518	5	-29,4636	5
	V103d	-38,4311	5	-38,518	5	-29,4636	5

	V104d	-35,5083	5	-35,5596	5	-27,8655	5
	V101b	-31,2454	5	-31,2886	5	-24,4863	5
	V101c	-31,2454	0	-31,2886	0	-24,4683	0
	V102b	-35,9978	0	-36,0773	5	-27,5369	5
	V102c	-35,9978	5	-36,0773	0	-27,5369	0
	V106c	-36,2007	5	-36,2767	5	-27,6105	5
	V107c	-35,8597	5	-35,9338	5	-27,3295	5
	V108c	-36,2007	5	-36,2767	5	-27,6105	5
	V101a	-35,5083	0	-35,5596	0	-27,8655	0
	V105c	-33,2576	0	-33,302	0	-26,1274	0
	V102a	-38,4311	0	-38,518	0	-29,4636	0
	V109a	-85,8457	0	-85,9561	0	-67,0893	0
	V109b	-134,6896	5	-134,8732	5	-105,7516	5
	V108a	-41,3601	0	-41,4457	0	-31,7216	0
1	V108b	-35,3155	5	-35,3856	5	-26,9038	5
	V102d	-34,4159	5	-34,5004	5	-26,2226	5
	V103d	-113,9139	5	-114,1017	5	-88,6122	5
	V104d	-28,5344	5	-28,5762	5	-22,2826	5
	V101b	-103,4115	5	-103,556	5	-80,9814	5
	V101c	-103,4115	0	-103,556	0	-80,9814	0
	V102b	-37,0509	5	-37,1333	5	-28,3426	5
2	V102c	-37,0509	0	-37,1333	0	-28,3426	0
	V106c	-42,6899	5	-42,7767	5	-32,8704	5
	V107c	-130,2962	0	-130,4992	0	-101,5311	0
	V108c	-42,6899	5	-42,7767	5	-32,8704	5
	V101a	-107,4494	0	-107,5781	0	-85,0405	0
3	V105c	-124,942	0	-125,0863	0	-99,0457	0
	V106c	-42,1356	5	-42,218	5	-32,533	5
	V102a	-35,4206	0	-35,5061	0	-27,0203	0

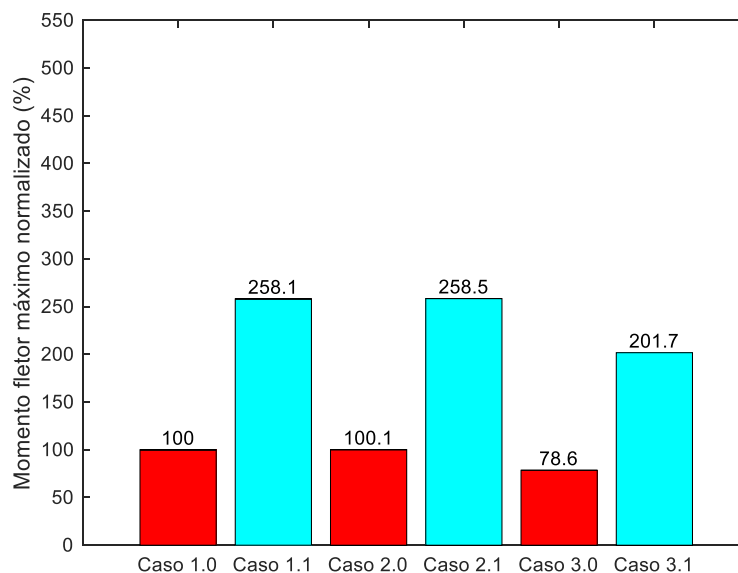
Fonte: Autoria Própria, (2020).

Através dos resultados da Tabela 4, constatou-se que independentemente do caso considerado os valores para momento fletor dos Modelos 1 e 2 são semelhantes. Já quando se compararam os resultados dos dois primeiros modelos com os resultados do terceiro modelo, foi possível observar um decréscimo nesse valor.

Essas considerações são mais perceptíveis quando os valores de momento fletor são normalizados. A Figura 35 expõe o gráfico comparativo de momentos fletores normalizados para a viga V109a, ligada ao pilar P15, nos casos em que nenhum pilar é retirado e no caso em que esse pilar é suprimido. Confrontando-se os dados de momento fletor na viga V109a, percebeu-se que após a remoção de tal pilar há uma amplificação do momento fletor nessa viga, como já esperado devido à redistribuição de esforços que ocorre na estrutura.

Já quando se comparou os casos 1.1, 2.1 e 3.1 identificou-se uma diminuição no momento fletor da viga no Modelo 3, quando comparado ao Modelo 1. Da mesma forma, constatou-se um aumento desse valor no Modelo 2, quando o método indireto foi aplicado, comparado ao Modelo 1.

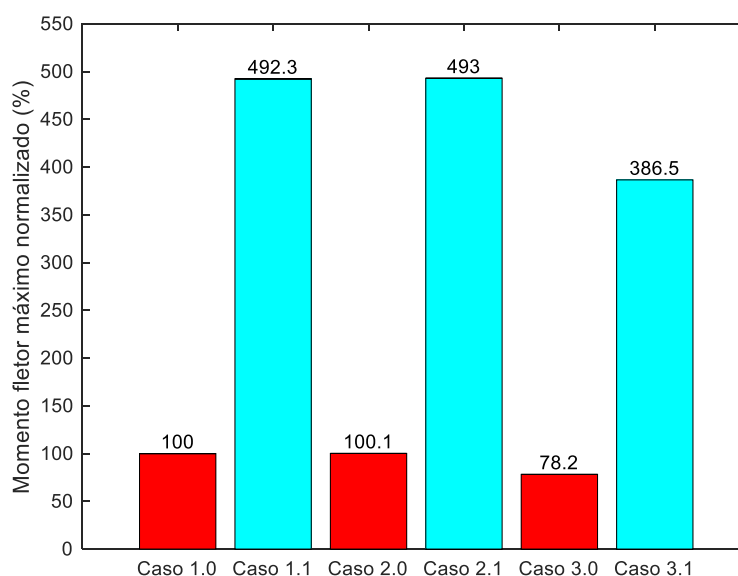
Figura 35 - Momento fletor máximo normalizado na viga V109a nos casos em que o pilar P15 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

O mesmo ocorre para a viga V109b, que também está ligada ao pilar P15, como demonstra o gráfico da Figura 36. Nessa viga, o valor de momento fletor após a retirada de pilar aumentou aproximadamente 258,5% em relação ao caso em que o pilar não havia sido removido no pior caso, que é o do Modelo 2.

Figura 36 - Momento fletor máximo normalizado na viga V109b nos casos em que o pilar P15 foi removido

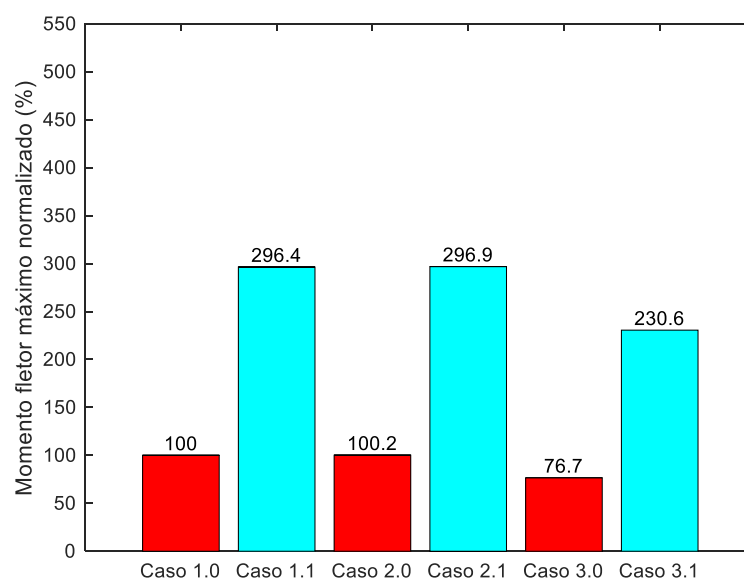


Fonte: Autoria Própria, (2020).

Já na comparação entre modelos, observou-se que os melhores resultados foram obtidos novamente no Modelo 3, em que o momento fletor na viga é 21,8% menor do que o obtido com o Modelo 1, no caso sem a retirada do pilar, embora esses valores menores sejam causados pelos coeficientes de majoração de cargas que nesse modelo são menores do que nos outros dois. Com a subtração do pilar, os melhores resultados para esse esforço interno também foram obtidos com o Modelo 3, onde o momento fletor obtido é aproximadamente 22% menor do que o obtido no pior caso, ou seja, no Modelo 2.

Observou-se essa tendência quanto ao momento fletor das vigas adjacentes ao pilar removido no primeiro caso, o P15, também na viga V103d que também faz ligação com esse pilar, conforme ilustra o gráfico na Figura 37. O valor do momento fletor para esta viga no Caso 3.0 é 23,5% menor do que o maior valor, obtido para o caso 2.0. Com a retirada do pilar, o valor de momento fletor para o Caso 3.1 é 22,34% menor do que o maior valor obtido para o Caso 2.1.

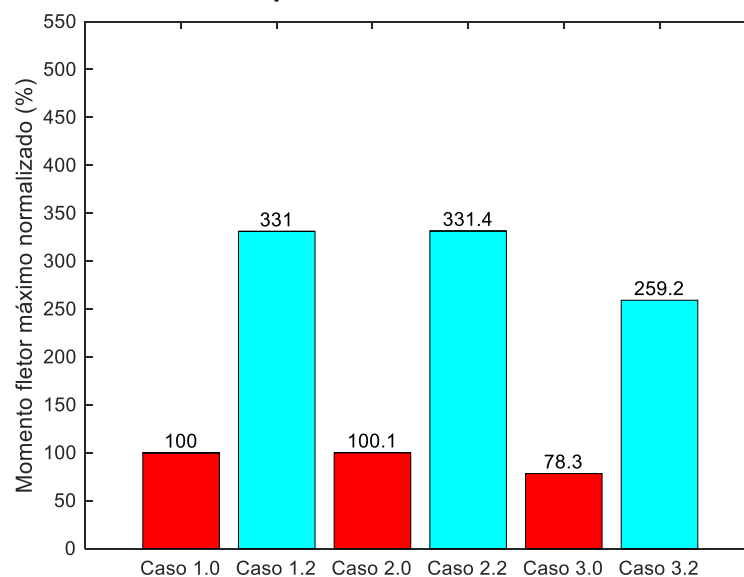
Figura 37 - Momento fletor máximo normalizado na viga V103d nos casos em que o pilar P15 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

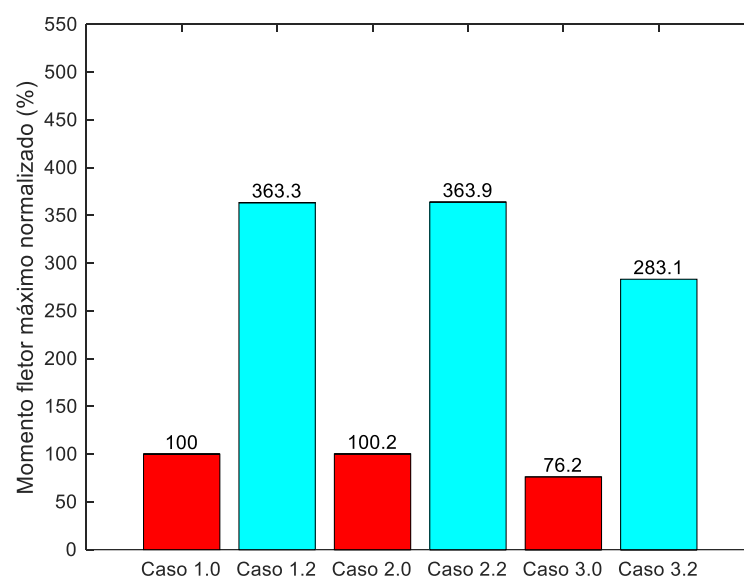
No segundo caso, em que o pilar removido é o P3, os valores obtidos para o momento fletor nas vigas que fazem ligação com esse pilar refletem o mesmo comportamento do que os demonstrados nos gráficos anteriores, como ilustrado nos gráficos das Figuras 38 e 39.

Figura 38 - Momento fletor máximo normalizado na viga V101b e V101c nos casos em que o pilar P3 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Figura 39 - Momento fletor máximo normalizado na viga V107c nos casos em que o pilar P3 foi removido



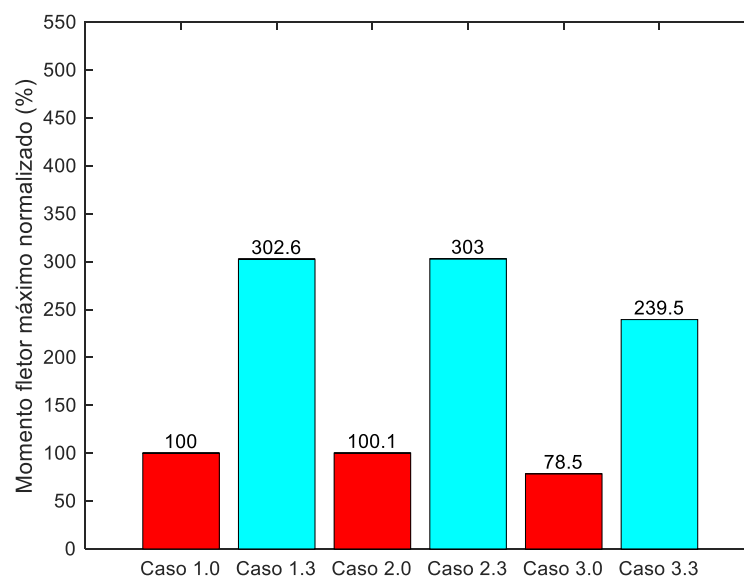
Fonte: Autoria Própria, (2020).

Para as vigas V101b e V101c a atenuação no momento fletor obtida no Caso 3.2, após a remoção do P3, é menor do que para as vigas do caso anterior. Sem a remoção do pilar P3, identificou-se que o momento fletor do Caso 3.0 é 21,8% menor do que o Caso 2.0, considerado o maior valor obtido, como mostra a Figura 38. Observou-se o decréscimo desse valor também no Caso 3.2, em que o P3 foi retirado, embora esse valor ainda seja cerca de 260% maior do que o momento fletor do Caso 1.0. Comparando-se o Caso 2.0 com o Caso 1.0 no gráfico da Figura 39, observou-se um aumento de 0,2% no valor do

momento fletor obtido para a viga V107c. Já quando se compararam os casos 3.0 e 1.0 constatou-se um decréscimo de 23,8% no valor do momento fletor.

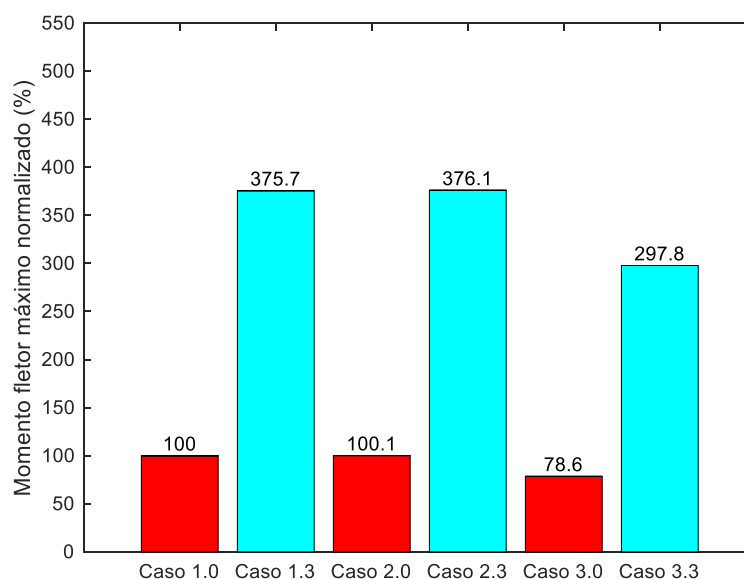
Quando se removeu o pilar P1 dos modelos, contemplou-se um acréscimo dos momentos fletores nas vigas adjacentes ao mesmo, da mesma forma que para os casos anteriores. Contudo, um observou-se também um decréscimo nos valores de todos os casos do Modelo 3, segundo ilustram os gráficos das Figuras 40 e 41.

Figura 40 - Momento fletor máximo normalizado na viga V101a nos casos em que o pilar P1 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Figura 41 - Momento fletor máximo normalizado na viga V105c nos casos em que o pilar P1 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Na Tabela 5 estão expostos os valores de momento fletor máximo para as vigas contíguas aos pilares removidos em cada caso para os três modelos analisados, localizadas no segundo pavimento do modelo estrutural.

Já na Tabela 6 estão os mesmos valores de momentos fletores máximos nas mesmas vigas das tabelas anteriores, mas que são localizadas no terceiro pavimento do sistema estrutural proposto.

Tabela 5 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no segundo pavimento

Caso	Viga	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)
0	V109a	-33,2809	5	-33,324	5	-26,1768	5
	V109b	-27,4318	0	-27,4643	0	-21,4531	5
	V108a	-39,5534	0	-39,6403	0	-30,1085	0
	V108b	-33,9409	5	-34,0085	0	-25,8706	5
	V102d	-36,0894	5	-36,1695	5	-27,7093	5
	V103d	-36,0894	5	-36,1695	5	-27,7093	5
	V104d	-35,4372	5	-35,4874	5	-27,8253	5
	V101b	-30,6232	5	-30,6649	5	-23,9814	5
	V101c	-30,6232	0	-30,6649	0	-23,9814	0
	V102b	-34,339	5	-34,4136	5	-26,254	5
	V102c	-34,339	0	-34,4136	0	-26,254	0
	V106c	-39,5534	5	-39,6403	5	-30,1085	5
	V107c	-39,5429	5	-39,6283	5	-30,0843	5
	V108c	-39,5534	5	-39,6403	5	-30,1085	5
	V101a	-35,4372	0	-35,4874	0	-27,8253	0
	V105c	-33,2809	0	-33,324	0	-26,1768	0
V102a	-36,0894	0	-36,1695	0	-27,7093	0	
1	V109a	-85,9989	0	-86,113	0	-67,3936	0
	V109b	-128,8875	5	-129,063	5	-101,2084	5
	V108a	-48,3119	0	-48,4135	0	-37,0616	0
	V108b	-37,4522	5	-37,525	5	-28,5758	5
	V102d	-33,1984	5	-33,2688	5	-25,311	5
	V103d	-110,4722	5	-110,6498	5	-86,0588	5
	V104d	-30,9213	5	-30,9658	5	-24,1579	5
2	V101b	-98,1557	5	-98,2917	5	-76,9256	5
	V101c	-98,1557	0	-98,2917	0	-76,9256	0
	V102b	-37,5867	5	-37,6675	5	-28,7922	5
	V102c	-37,5867	0	-37,6675	0	-28,7922	0
	V106c	-45,2017	5	-45,2981	5	-34,721	5
	V107c	-123,9175	0	-124,1049	0	-96,6802	0
	V108c	-45,2017	5	-45,2981	5	-34,721	5

3	V101a	-107,2347	0	-107,3611	0	-84,9667	0
	V105c	-124,2437	0	-124,3848	0	-98,5504	0
	V106c	-44,7619	5	-44,8548	5	-34,4773	5
	V102a	-34,7314	0	-34,8122	0	-26,5698	0

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Tabela 6 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no terceiro pavimento

Caso	Viga	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		M _{máx} (kNm)	Posição (m)	M _{máx} (kNm)	Posição (m)	M _{máx} (kNm)	Posição (m)
0	V109a	-33,3298	5	-33,372	5	-26,2377	5
	V109b	-27,6022	0	-27,6352	5	-21,5832	5
	V108a	-41,2593	0	-41,3509	0	-31,3568	0
	V108b	-34,0544	5	-34,1223	0	-25,9566	5
	V102d	-34,5548	5	-34,6305	5	-26,5625	5
	V103d	-34,5548	5	-34,6305	5	-26,5625	5
	V104d	-35,3765	5	-35,426	5	-27,7884	5
	V101b	-30,511	5	-30,5523	5	-23,8892	5
	V101c	-30,511	0	-30,5523	0	-23,8892	0
	V102b	-34,2954	0	-34,3694	0	-26,134	0
	V102c	-34,2954	5	-34,3694	5	-26,134	5
	V106c	-41,2593	5	-41,3509	5	-31,3568	5
	V107c	-41,4176	5	-41,5081	5	-31,4632	5
	V108c	-41,2593	5	-41,3509	5	-31,3568	5
	V101a	-35,3765	0	-35,426	0	-27,7884	0
	V105c	-33,3298	0	-33,372	0	-26,2377	0
V102a	-34,5548	0	-34,6305	0	-26,5625	0	
1	V109a	-80,5795	0	-80,6846	0	-63,1294	0
	V109b	-121,9504	5	-122,1157	5	-95,7573	5
	V108a	-51,3998	0	-51,508	0	-39,3783	0
	V108b	-39,1223	5	-39,1976	5	-29,8966	5
	V102d	-33,1098	5	-33,1866	5	-25,3447	5
	V103d	-103,666	5	-103,8318	5	-80,8315	5
	V104d	-32,76	5	-32,8066	5	-25,6438	5
2	V101b	-92,7241	5	-92,8516	5	-72,6741	5
	V101c	-92,7241	0	-92,8516	0	-72,6741	0
	V102b	-38,085	5	-38,1652	5	-29,2017	5
	V102c	-38,085	0	-38,1652	0	-29,2017	0
	V106c	-45,2232	5	-45,3216	5	-34,6051	5
	V107c	-113,8458	0	-114,1159	0	-88,9789	0
	V108c	-45,2232	0	-45,3216	5	-34,6051	5
3	V101a	-103,2955	0	-103,4167	0	-81,8753	0
	V105c	-118,9019	0	-119,0359	0	-94,3577	0

V106c	-45,0271	5	-45,1229	5	-34,5368	5
V102a	-34,4599	0	-34,5376	0	-26,4445	0

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Na Tabela 7 estão exibidos os valores de momentos fletores máximos para as vigas localizadas no quarto pavimento.

Tabela 7 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no quarto pavimento

Caso	Viga	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posiç\~ao (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posiç\~ao (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posiç\~ao (m)
0	V109a	-33,6523	5	-33,6946	5	-26,512	5
	V109b	-27,5344	5	-27,5674	5	-21,5204	5
	V108a	-44,0937	0	-44,1942	0	-33,486	0
	V108b	-33,9992	0	-34,0668	5	-25,904	5
	V102d	-33,4604	5	-33,5329	5	-25,7435	5
	V103d	-33,4604	5	-33,5329	5	-25,7435	5
	V104d	-35,6847	5	-35,7346	5	-28,0338	5
	V101b	-30,457	5	-30,4983	5	-23,8338	5
	V101c	-30,457	0	-30,4983	0	-23,8338	0
	V102b	-34,7754	0	-34,8508	0	-26,5071	0
	V102c	-34,7754	5	-34,8508	5	-26,5071	5
	V106c	-44,0937	5	-44,1942	5	-33,4865	5
	V107c	-44,4436	5	-44,5434	5	-33,7384	5
	V108c	-44,0937	5	-44,1942	5	-33,486	5
	V101a	-35,6847	0	-35,7346	0	-28,0338	0
	V105c	-33,6523	0	-33,6946	0	-26,512	0
V102a	-33,4504	0	-33,5329	0	-25,7435	0	
1	V109a	-80,4175	0	-80,5231	0	-63,0337	0
	V109b	-119,6312	5	-119,793	5	-93,9447	5
	V108a	-56,6614	0	-56,7819	0	-43,4075	0
	V108b	-39,9685	5	-40,0448	5	-30,5657	5
	V102d	-32,8578	5	-32,9327	5	-25,2282	5
	V103d	-99,9796	5	-100,1382	5	-78,0419	5
	V104d	-34,6724	5	-34,7217	5	-27,1851	5
2	V101b	-89,99	5	-90,1134	5	-70,5387	5
	V101c	-89,99	0	-90,1134	0	-70,5387	0
	V102b	-38,191	5	-38,2701	5	-29,2995	5
	V102c	-38,191	0	-38,2701	0	-29,2995	0
	V106c	-46,7335	5	-46,8388	5	-35,6539	5
	V107c	-109,9561	0	-110,1182	0	-85,9734	0
	V108c	-46,7335	5	-46,8388	5	-35,6539	5
3	V101a	-101,8041	0	-101,9235	0	-80,7266	0
	V105c	-117,9144	0	-118,0468	0	-93,6422	0

V106c	-46,4255	5	-46,5286	5	-35,4788	5
V102a	-34,2221	0	-34,2976	0	-26,3274	0

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Por último, na Tabela 8 estão os valores de momentos fletores máximos observados nas vigas próximas aos pilares removidos em cada caso, mas que estão localizados no quinto pavimento.

Tabela 8 - Momentos fletores máximos e suas posições nas vigas adjacentes aos pilares retirados no quinto pavimento

Caso	Viga	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)	Posição (m)
0	V109a	-32,8322	5	-32,8732	5	-25,8497	5
	V109b	-27,3791	0	-27,411	5	-21,4542	5
	V108a	-34,3255	0	-34,3935	0	-26,0625	0
	V108b	-33,6678	5	-33,735	5	-25,7063	5
	V102d	-35,0476	5	-35,1246	5	-26,928	5
	V103d	-35,0476	5	-35,1246	5	-26,928	5
	V104d	-34,3289	5	-34,1751	5	-26,9742	5
	V101b	-30,8413	5	-30,8818	5	-24,1992	5
	V101c	-30,8413	0	-30,8818	0	-24,1992	0
	V102b	-34,3772	5	-34,4518	0	-26,339	5
	V102c	-34,3772	0	-34,4518	0	-26,339	0
	V106c	-34,3255	5	-34,3935	5	-26,0625	5
	V107c	-34,1393	5	-34,2055	5	-25,9092	5
	V108c	-34,3255	5	-34,3935	5	-26,0625	5
	V101a	-34,3289	0	-34,3751	0	-26,9742	0
	V105c	-32,8322	0	-32,8732	0	-25,8497	0
V102a	-35,0476	0	-35,1246	0	-26,928	0	
1	V109a	-50,3151	0	-50,3719	0	-39,3803	0
	V109b	-100,7203	5	-100,8532	5	-79,1279	5
	V108a	-40,9377	0	-41,0167	0	-31,2791	0
	V108b	-38,1431	5	-38,2166	5	-29,2105	5
	V102d	-34,9313	5	-35,011	5	-26,8308	5
	V103d	-87,3791	5	-87,5238	5	-68,1267	5
	V104d	-31,2179	5	-31,2604	5	-24,5016	5
2	V101b	-79,7746	5	-79,882	5	-62,5862	5
	V101c	-79,7746	0	-79,882	0	-62,5862	0
	V102b	-38,1666	5	-38,2479	5	-29,3085	5
	V102c	-38,1666	0	-38,2479	0	-29,3085	0
	V106c	-37,7366	5	-37,81	5	-28,784	5
	V107c	-92,3273	0	-92,4688	0	-72,0443	0
	V108c	-37,7366	5	-37,81	5	-28,784	5
3	V101a	-87,48	0	-87,582	0	-69,3493	0

V105c	-98,2097	0	-98,3199	0	-77,9643	0
V106c	-38,1705	5	-38,2421	5	-29,1973	5
V102a	-35,1532	5	-35,2321	0	-27,0147	0

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Já para os pilares adjacentes ao removido, foram avaliados os valores de momento fletor na extremidade superior e na extremidade inferior, bem como os esforços normais máximos. O momento fletor analisado nesse caso também é o m_{33} de acordo com o SAP2000®, ou seja, o momento fletor em torno do eixo de maior inércia. Esses valores de momento fletor e esforço normal, obtidos nas simulações para os casos pré-determinados, estão apresentados nas Tabelas 9 e 10, respectivamente, para os pilares referentes ao primeiro pavimento.

Tabela 9 – Momentos fletores superiores e inferiores nos pilares adjacentes ao pilar removido, no primeiro pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		M_{sup} (kNm)	M_{inf} (kNm)	M_{sup} (kNm)	M_{inf} (kNm)	M_{sup} (kNm)	M_{inf} (kNm)
0	P10	4,0361	-1,8523	4,0454	-1,8566	3,2399	-1,4983
	P15	-4,0361	1,8523	-4,0454	1,8566	-3,2399	1,4983
	P20	8,2115	-4,0035	8,23	-4,0125	6,4267	-3,1818
	P9	1,0016	-0,2903	1,0073	-0,2925	0,9135	-0,2946
	P14	-1,0016	0,2903	-1,0073	0,2925	-0,9135	0,2946
	P19	21,7817	-11,2549	21,8544	-11,2903	16,6735	-8,6653
	P2	-21,7817	11,2549	-21,8544	11,2903	-16,6735	8,6653
	P3	-21,6604	10,9699	-21,7324	11,0046	-16,5512	8,4253
	P4	-21,7817	11,2549	-21,8544	11,2903	-16,6735	8,6653
	P7	1,0016	-0,2903	1,0073	-0,2925	0,9135	-0,2946
	P8	0,5976	-0,1567	0,6025	-0,1588	0,5963	-0,1839
	P1	-8,2115	4,0035	-8,23	4,0125	-6,4267	3,1818
	P6	4,0361	-1,8523	4,0454	-1,8566	3,2399	-1,4983
	2	P10	-68,0825	32,212	-68,1826	32,2583	-53,3315
P15		-	-	-	-	-	-
P20		49,1249	-24,297	49,2044	-24,336	38,2156	-19,3913
P9		-2,9922	-1,938	-2,9956	-1,9404	-2,1658	-1,673
P14		-1,8687	-2,1247	-1,8771	-2,1249	-1,5666	-1,6779
P19		31,4769	-17,1418	31,5656	-17,1866	24,3415	-13,3791
P2		-16,8138	17,0022	-16,8807	17,0461	-12,9187	13,2826
P3		-	-	-	-	-	-
P4		-16,8138	17,0022	-16,8807	17,0461	-12,9187	13,2826
P7		-0,3199	12,0093	-0,3156	12,025	-0,2213	9,519
3	P8	90,6114	-36,2489	90,7423	-36,2949	70,983	-28,5012
	P9	-0,3199	12,0093	-0,3156	12,025	-0,2213	9,519
3	P1	-	-	-	-	-	-

P2	-14,7549	15,9576	-14,8201	15,9973	53,4848	-21,2652
P6	67,3892	-26,7515	67,4688	-26,7801	-11,2478	12,5572
P7	-2,4825	13,5629	-2,4791	13,5742	-1,959	10,9733

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Tabela 10 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no primeiro pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		N (kN)	N (kN)	N (kN)
0	P10	-1227,473	-1229,32	-965,616
	P15	-1227,473	-1229,32	-965,616
	P20	-588,465	-589,158	-467,987
	P9	-2118,371	-2122,454	-1637,896
	P14	-2118,371	-2122,454	-1637,896
	P19	-1303,85	-1305,887	-1024,807
	P2	-1303,85	-1305,887	-1024,807
	P3	-1220,002	-1221,859	-957,615
	P4	-1303,85	-1305,887	-1024,807
	P7	-2118,371	-2122,454	-1637,896
	P8	-2050,071	-2053,948	-1582,395
	P1	-588,465	-589,158	-467,987
	P6	-1227,473	-1229,32	-965,616
1	P10	-1780,374	-1783,064	-1400,942
	P15	-	-	-
	P20	-966,048	-967,314	-765,234
	P9	-2156,616	-2160,968	-1668,261
	P14	-2616,746	-2621,563	-2029,568
	P19	-1327,767	-1329,848	-1043,945
2	P2	-1761,227	-1763,967	-1384,199
	P3	-	-	-
	P4	-1761,227	-1763,967	-1384,199
	P7	-2171,458	-2175,624	-1679,616
	P8	-2586,977	-2591,679	-2003,386
	P9	-2171,458	-2175,624	-1679,616
3	P1	-	-	-
	P2	-1693,653	-1696,155	-1316,555
	P6	-1668,304	-1670,675	-1335,334
	P7	-2119,894	-2123,978	-1639,544

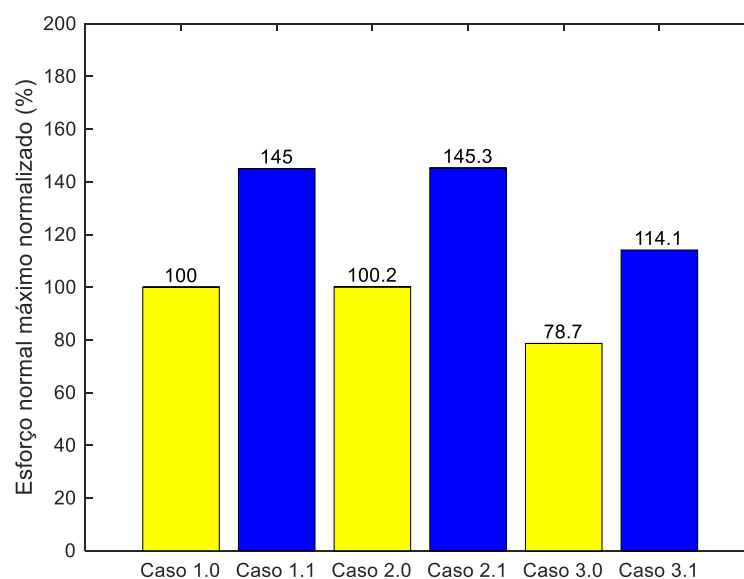
Fonte: Autoria Própria, (2020).

Assim como os momentos fletores máximos nas vigas e deslocamentos na extremidade superior dos pilares removidos, houve um acréscimo de esforço normal nos pilares no segundo modelo analisado e um decréscimo no terceiro modelo, tanto nos casos

em que nenhum pilar foi removido quanto no caso em que os pilares escolhidos foram retirados.

Por exemplo, nos casos 1.1, 2.1 e 3.1 em que o pilar P15 é removido dos três modelos, o esforço normal do pilar P10 do terceiro modelo decresce 21,43% em relação ao segundo modelo para o mesmo pilar. O decréscimo de esforço normal do pilar P10 no Modelo 3 é ilustrado no gráfico para os esforços normalizados da Figura 42.

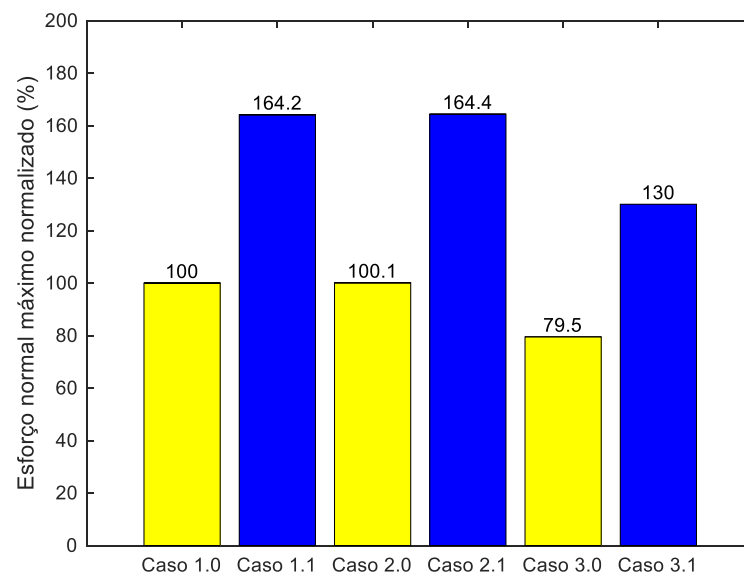
Figura 42 - Esforços normais máximos normalizados do pilar P10, nos casos em que o pilar P15 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

A Figura 43 mostra o gráfico comparativo entre os esforços normais normalizados do pilar P20 para os casos em que o pilar P15 é removido. Com os resultados para esse caso constatou-se que a diminuição do valor no Caso 3.1 em relação ao Caso 2.1 foi de 20,89%.

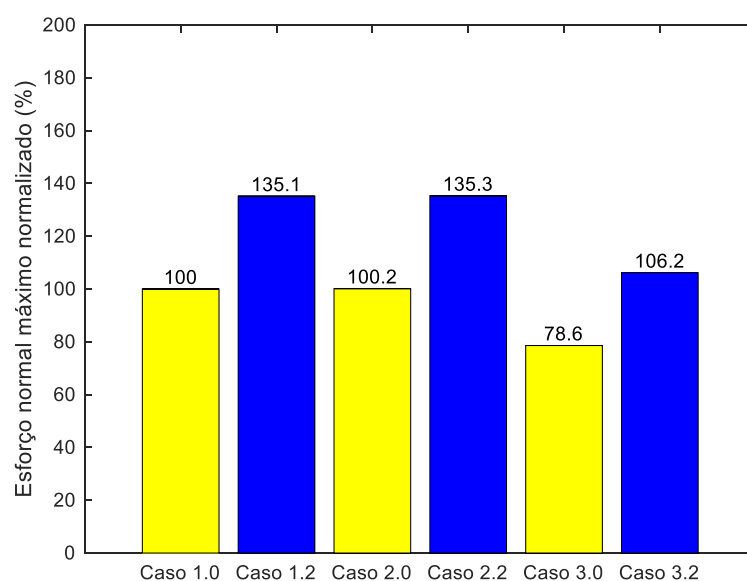
Figura 43 - Esforços normais máximos normalizados do pilar P20, nos casos em que o pilar P15 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Já a Figura 44 apresenta os gráficos que relacionam os esforços normais normalizados nos pilares P2 e P4 para os casos em que o pilar P3 foi removido. Constatou-se também nesse caso a diminuição dos valores quando o método dos caminhos alternativos foi aplicado ao Modelo 3, visto que o esforço normal do Caso 3.2 é 21,53% menor do que o mesmo no Caso 2.2, que é o maior valor obtido entre os modelos.

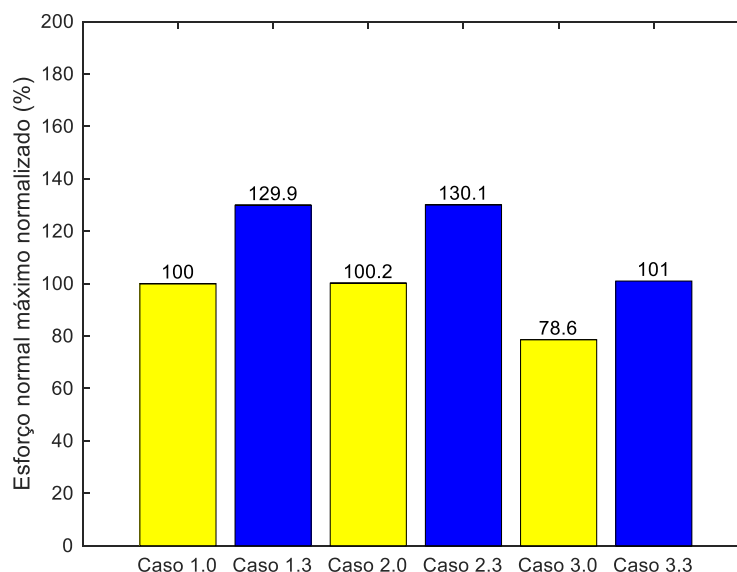
Figura 44 - Esforços normais máximos normalizados dos pilares P2 e P4, nos casos em que o pilar P3 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Para o terceiro caso, em que o pilar P1 foi retirado do modelo, observou-se um aumento de 0,2% nos casos 2.0 e 2.3 em relação aos casos sem nenhum método aplicado, os casos 1.0 e 1.3. Já o decréscimo obtido no caso 3.0 foi de 21,4% em relação ao caso utilizado como referência, o Caso 1.0, como expõe o gráfico da Figura 46.

Figura 45 - Esforços normais máximos normalizados do pilar P2, nos casos em que o pilar P1 foi removido



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Em relação aos valores de esforços normais obtidos após a remoção do pilar P1, observou-se que o esforço obtido no Caso 3.3 é 22,26% menor do que o valor de referência do Caso 1.3.

Nas Tabelas 11 e 12 estão apresentados os resultados para os momentos fletores e esforços normais máximos nos pilares adjacentes ao removido em cada caso, que se localizam no segundo pavimento.

Tabela 11 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no segundo pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)
	P10	5,0586	-5,6237	5,0691	-5,6362	4,0981	-4,5334
	P15	-5,0586	5,6237	-5,0691	5,6362	-4,0981	4,5334
	P20	11,6595	-11,9705	11,6866	-11,998	9,1622	-9,4166
	P9	-1,2793	-0,4285	-1,2804	-0,4329	-0,7167	-0,5599
	P14	1,2793	0,4285	1,2804	0,4329	0,7167	0,5599
	P19	29,2633	-29,2702	29,3646	-29,3727	22,3494	-22,4025
0	P2	-29,2633	29,2702	-29,3646	29,3727	-22,3494	22,4025
	P3	-29,7854	29,7772	-29,8868	29,8799	-22,7234	22,7631
	P4	-29,2633	29,2702	-29,3646	29,3727	-22,3464	22,4025
	P7	-1,2793	-0,4285	-1,2804	-0,4329	-0,7167	-0,5599
	P8	-2,1588	0,3669	-2,1614	0,3638	-1,415	0,771
	P1	-11,6595	11,9705	11,6866	11,998	-9,1622	9,4166
	P6	5,0586	-5,6237	5,0691	-5,6362	4,0981	-4,5334

1	P10	-80,5104	85,1341	-80,6317	85,2615	-63,1434	66,7973
	P15	-18,9933	24,4766	-19,0259	24,5192	-14,9599	19,2804
	P20	66,5116	-70,5199	66,6213	-70,6355	52,2414	-55,3664
	P9	-5,6702	2,6558	-5,6793	2,6571	-4,0267	1,7216
	P14	4,9705	-3,6642	4,9773	-3,6661	3,73	-2,7695
	P19	46,1201	-47,0768	46,2496	-47,2091	35,7082	-36,5242
2	P2	-28,2205	29,3267	-28,3217	24,4314	-21,7942	22,7321
	P3	81,3352	-108,0399	81,4024	-108,1361	64,1492	-85,0705
	P4	-28,2205	29,3267	-28,3217	24,4314	-21,7942	22,7321
	P7	-15,6353	18,3384	-15,6556	18,359	-12,291	14,4832
	P8	88,9963	-90,7178	89,1316	-90,8627	69,8556	-71,1367
	P9	-15,6353	18,3384	-15,6556	18,359	-12,291	14,4832
3	P1	47,725	-53,8571	47,7665	-53,9043	38,0166	-42,8874
	P2	-24,5833	25,5445	-24,6809	25,6452	56,8928	-56,5602
	P6	71,6576	-71,2558	71,7481	-71,349	-18,9313	19,7603
	P7	-15,4863	17,8749	-15,5031	17,991	-12,403	14,4806

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Assim como para os esforços normais do primeiro pavimento, ilustrados nos gráficos acima, os melhores resultados para momento fletor nos pilares analisados foram obtidos no terceiro modelo, ou seja, no modelo em que o método dos caminhos alternativos foi aplicado.

Tabela 12 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no segundo pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		N (kN)	N (kN)	N (kN)
0	P10	-985,288	-986,773	-775,018
	P15	-985,228	-986,773	-775,018
	P20	-470,886	-471,443	-374,448
	P9	-1685,425	-1688,663	-1303,36
	P14	-1685,425	-1688,663	-1303,36
	P19	-1045,95	-1047,588	-821,928
	P2	-1302,825	-1047,558	-821,928
	P3	-981,538	-983,04	-770,245
	P4	-1045,95	-1047,588	-821,928
	P7	-1685,425	-1688,663	-1303,36
	P8	-1640,476	-1643,579	-1266,343
	P1	-470,886	-471,443	-374,448
	P6	-985,288	-986,773	-775,018
1	P10	-1408,451	-1410,58	-1108,158
	P15	-40,742	-40,797	-32,548
	P20	-760,319	-761,314	-602,301
	P9	-1725,712	-1729,02	-1335,125

	P14	-2063,179	-2066,968	-1600,37
	P19	-1074,47	-1076,157	-844,588
2	P2	-1393,78	-1382,825	-1095,237
	P3	-47,551	-47,625	-37,649
	P4	-1393,78	-1382,825	-1095,237
	P7	-1737,519	-1740,839	-1344,296
	P8	-2046,729	-2050,448	-1585,04
	P9	-1737,519	-1740,839	-1344,296
3	P1	-8,918	-8,929	-7,153
	P2	-1349,201	-1351,198	-1049,509
	P6	-1329,974	-1331,867	-1063,56
	P7	-1696,255	-1699,506	-1312,315

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Constatou-se por meio dos valores obtidos para o segundo pavimento, que há uma elevação dos momentos fletores no segundo pavimento em comparação ao primeiro pavimento. Já os esforços normais diminuem nos pilares do segundo pavimento também com relação ao primeiro.

Os valores de momentos fletores e esforços normais máximos para os pilares adjacentes ao removido que se localizam no terceiro pavimento estão demonstrados nas Tabelas 13 e 14.

Tabela 13 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no terceiro pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)
0	P10	4,7992	-4,6337	4,808	-4,6424	3,9231	-3,7806
	P15	-4,7992	4,6337	-4,808	4,6424	-3,9231	3,7806
	P20	11,4948	-11,4248	11,5223	-11,4519	0,0106	-8,9633
	P9	-3,911	3,284	-3,9203	3,2915	-2,6608	2,2131
	P14	3,911	-3,284	3,9203	-3,2915	2,6608	-2,2131
	P19	31,5279	-30,3314	31,6356	-30,4352	24,0043	-23,115
	P2	-31,5279	30,3314	-31,6356	30,4352	-24,0043	23,115
	P3	-32,2204	30,9236	-32,3284	31,0275	-24,509	23,5428
	P4	-31,5279	30,3314	-31,6356	30,4352	-24,0043	23,115
	P7	-3,911	3,284	-3,9203	3,2915	-2,6608	2,2131
	P8	-5,0426	4,3157	-5,0539	4,325	-3,5515	3,0264
	P1	-11,4948	11,4248	-11,5223	11,4519	-0,0106	8,9633
	P6	4,7992	-4,6337	4,808	-4,6424	3,9231	-3,7806
	1	P10	-75,2469	75,9052	-75,3609	76,0202	-58,9698
P15		-15,3189	14,5042	-15,3439	14,5283	-12,1058	11,4659
P20		60,816	-61,6797	60,9175	-61,7823	47,7383	-48,4139
P9		-10,6565	9,2485	-10,6776	9,2666	-7,8492	6,8077

	P14	7,3754	-6,5476	7,3899	-6,8604	5,4737	-5,0886
	P19	49,1179	-47,1698	49,2547	-47,3015	37,9107	-36,4224
2	P2	-29,1784	28,6577	-29,2835	28,7598	-22,3774	21,9971
	P3	56,9938	-57,3031	57,0253	-57,339	45,1962	-45,3973
	P4	-29,1784	28,6577	-29,2835	28,7598	-22,3774	21,9971
	P7	-15,25	15,0301	-15,2742	15,0532	-11,8173	11,647
	P8	81,7026	-84,8313	81,8193	-84,8529	64,3013	-66,746
	P9	-15,25	15,0301	-15,2742	15,0532	-11,8173	11,647
3	P1	40,144	-40,7096	40,1769	-40,7437	32,0162	-32,4573
	P2	-26,191	25,7488	-26,2935	25,8482	54,9182	-55,5047
	P6	69,079	-69,7789	69,1636	-69,8643	-20,0258	19,7106
	P7	-16,3261	16,2772	-16,3486	16,2986	-12,8695	12,8336

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Tabela 14 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no terceiro pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		N (kN)	N (kN)	N (kN)
0	P10	-740,2	-741,317	-582,207
	P15	-740,2	-741,317	-582,207
	P20	-352,191	-352,608	-280,053
	P9	-1261,32	-1263,74	-975,511
	P14	-1261,32	-1263,74	-975,511
	P19	-785,949	-787,18	-617,542
	P2	-785,949	-797,18	-617,542
	P3	-737,815	-738,946	-578,893
	P4	-785,949	-797,18	-614,542
	P7	-1261,32	-1263,74	-975,511
	P8	-1230,7	-1233,029	-950,054
	P1	-352,191	-352,608	-280,053
	P6	-740,2	-741,317	-582,207
1	P10	-1044,538	-1032,992	-821,732
	P15	-60,424	-60,513	-47,782
	P20	-559,934	-560,664	-443,564
	P9	-1295,583	-1298,062	-1002,51
	P14	-1525,192	-1527,996	-1183,05
	P19	-810,58	-811,954	-637,045
2	P2	-1035,349	-1036,961	-813,467
	P3	-67,376	-67,485	-52,961
	P4	-1035,349	-1036,961	-813,467
	P7	-1304,292	-1306,78	-1009,266
	P8	-1512,883	-1515,638	-1171,447
	P9	-1304,292	-1306,78	-1009,266
3	P1	-19,758	-19,783	-15,672

P2	-1003,496	-1004,984	-778,704
P6	-986,971	-988,378	-790,861
P7	-1272,67	-1275,104	-984,783

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Nas Tabelas 15 e 16 são apresentados os valores de momentos fletores e esforços normais, respectivamente, para os pilares localizados no quarto pavimento.

Tabela 15 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no quarto pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)
0	P10	3,8526	-4,4763	3,8586	-4,4838	3,1873	-3,6802
	P15	-3,8526	4,4763	-3,8586	4,4838	-3,1873	3,6802
	P20	11,2833	-11,4415	11,3109	-11,4693	8,8349	-8,964
	P9	-6,3392	5,3163	-6,3564	5,33	-4,5002	3,7147
	P14	6,3392	-5,3163	6,3564	-5,33	4,5002	-3,7147
	P19	30,7541	-31,9101	30,8589	-32,0188	23,367	-24,2678
	P2	-30,7541	31,9101	-30,8589	32,0188	-23,367	24,2678
	P3	-31,5654	32,7248	-31,6707	32,834	-23,9682	24,8688
	P4	-30,7541	31,9101	-30,8589	32,0188	-23,3667	24,2678
	P7	-6,3392	5,3163	-6,3564	5,33	-4,5002	3,7147
	P8	-7,6097	6,5725	-7,6291	6,5884	-5,4922	4,6993
	P1	-11,2833	11,4415	-11,3109	11,4693	-8,8349	8,964
	P6	3,8526	-4,4763	3,8586	-4,4838	3,1873	-3,6802
1	P10	-69,4305	72,196	-69,5372	72,306	-54,4112	56,6047
	P15	-13,7497	14,7052	-13,771	14,7286	-10,9008	11,6705
	P20	57,2469	-58,7976	57,3434	-50,8963	44,9542	-46,1739
	P9	-13,8398	12,3698	-13,8698	12,3957	-10,3097	9,1936
	P14	9,8767	-9,1935	9,8992	-9,213	7,3408	-6,8046
	P19	47,3782	-49,7415	47,5108	-49,8796	36,4632	-38,3372
2	P2	-27,9236	29,0113	-28,0248	29,1164	-21,3035	22,1266
	P3	49,7944	-53,7554	49,8152	-53,7799	39,6571	-42,7937
	P4	-27,9236	29,0113	-28,0248	29,1164	-21,3035	22,1266
	P7	-15,8817	15,6566	-15,9109	15,6835	-12,1704	11,9587
	P8	72,5302	-76,4417	72,6291	-76,5485	57,2509	-60,355
	P9	-15,8817	15,6566	-15,9109	15,6835	-12,1704	11,9587
3	P1	38,1168	-38,9318	38,1468	-38,9626	30,4488	-31,0948
	P2	-25,1585	26,1054	-25,2576	26,2083	50,7174	-53,0675
	P6	63,687	-66,5713	63,7637	-66,6521	-19,115	19,8208
	P7	-17,0313	16,7564	-17,0596	16,7821	-13,2467	12,996

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Tabela 16 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no quarto pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		N (kN)	N (kN)	N (kN)
0	P10	-493,425	-494,168	-388,113
	P15	-493,425	-494,168	-388,113
	P20	-233,513	-223,788	-185,698
	P9	-841,843	-843,459	-651,112
	P14	-841,843	-843,459	-651,112
	P19	-524,306	-525,126	-411,953
	P2	-511,181	-525,126	-411,953
	P3	-491,228	-492,041	-385,45
	P4	-524,306	-525,126	-411,953
	P7	-841,843	-843,459	-651,112
	P8	-821,096	-822,651	-633,845
	P1	-233,513	-233,788	-185,698
	P6	-493,425	-494,168	-388,113
1	P10	-690,074	-691,115	-542,828
	P15	-59,1	-59,188	-46,602
	P20	-366,349	-366,824	-290,223
	P9	-865,887	-867,544	-670,061
	P14	-1007,272	-1009,128	-781,275
	P19	-541,259	-542,109	-425,353
2	P2	-685,209	-686,274	-538,321
	P3	-61,922	-62,021	-48,573
	P4	-685,209	-686,274	-538,321
	P7	-871,599	-873,264	-674,488
	P8	-998,11	-999,931	-722,75
	P9	-871,599	-873,264	-674,488
3	P1	-22,495	-22,521	-17,818
	P2	-663,57	-664,554	-513,688
	P6	-651,146	-652,075	-522,878
	P7	-849,783	-851,41	-651,6

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Por fim, nas Tabelas 17 e 18 são demonstrados os valores de momentos fletores nas extremidades e esforços normais máximos dos pilares adjacentes aos retirados em cada caso, que se localizam no quinto pavimento do modelo estrutural.

Tabela 17 - Momentos fletores superiores, inferiores e esforços normais nos pilares adjacentes ao pilar removido, no quinto pavimento

Caso	Pilar	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)	M _{sup} (kNm)	M _{inf} (kNm)
0	P10	8,7761	-5,7205	8,7916	-5,7299	7,1692	-4,7014

	P15	-8,7761	5,7205	-8,7916	5,7299	-7,1692	4,7014
	P20	14,1367	-12,4731	14,1715	-12,5038	11,0675	-9,7705
	P9	-6,1604	6,4507	-6,1744	6,4674	-4,1178	4,489
	P14	6,1604	-6,4507	6,1744	-6,4674	4,1178	-4,489
	P19	50,2118	-38,214	50,381	-38,3438	38,1703	-29,0465
	P2	-50,2118	38,214	-50,381	38,3438	-38,1703	29,0465
	P3	-51,7112	39,2078	-51,8819	39,3382	-39,2797	29,7777
	P4	-50,2118	38,214	-50,381	38,3438	-38,1703	29,0465
	P7	-6,1604	6,4507	-6,1744	6,4674	-11,0675	9,7705
	P8	-8,2291	8,0126	-8,2462	8,0319	-5,7468	5,7144
	P1	-14,1367	12,4731	-14,1715	12,5038	-4,1178	4,489
	P6	8,7761	-5,7205	8,7916	-5,7299	7,1692	-4,7014
	P10	-97,0429	77,31	-97,1863	77,4276	-76,0659	60,6338
	P15	-23,6909	15,9511	-23,7285	15,9764	-18,8307	12,7002
1	P20	70,1573	-62,3244	70,2743	-62,4291	55,1023	-48,989
	P9	-17,2391	13,7561	-17,2714	13,7857	-12,7766	10,1948
	P14	11,8765	-12,3192	11,8991	-12,3447	8,6422	-9,1194
	P19	80,3888	-60,8012	80,6056	-60,9678	61,9514	-46,8479
	P2	-43,7995	34,1311	-43,9604	34,2555	-33,2714	25,932
	P3	63,9837	-53,1292	63,9899	-53,142	51,2852	-42,5302
2	P4	-43,7995	34,1311	-43,9604	34,2555	-33,2714	25,932
	P7	-18,5521	17,0027	-18,5813	17,0325	-13,9091	12,8087
	P8	99,1375	-80,7795	99,2765	-80,8915	78,5186	-64,003
	P9	-18,5521	17,0027	-18,5813	17,0325	-13,9091	12,8087
	P1	42,8809	-39,5853	42,9114	-39,6149	34,311	-31,6689
3	P2	-39,3714	30,6018	-39,5298	30,7236	72,9744	-58,3306
	P6	91,3726	-72,9966	91,4837	-73,0857	-29,7294	23,1161
	P7	-20,2725	18,3015	-20,3008	18,3302	-15,4595	13,9965

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Tabela 18 - Esforços normais nos pilares adjacentes ao removido em todos os casos e modelos, no quinto pavimento

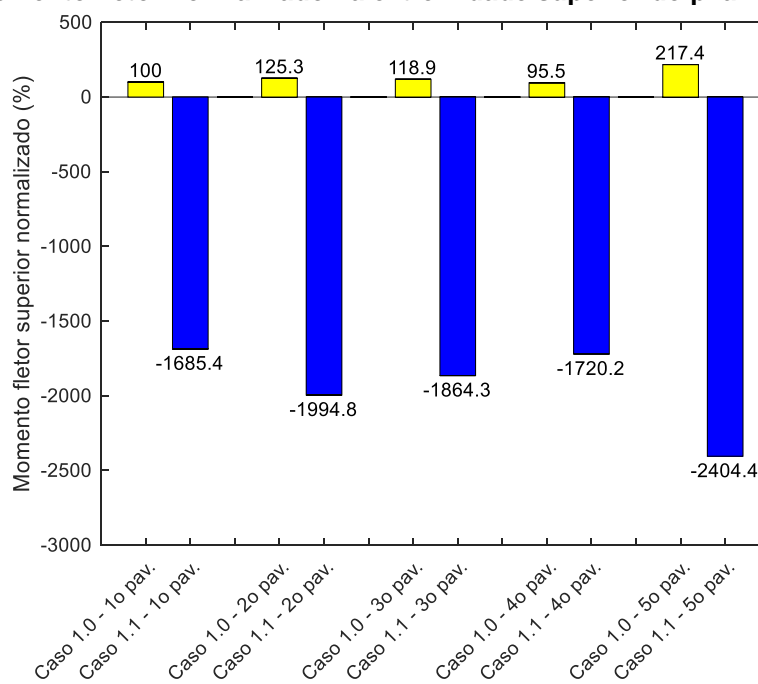
Caso	Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		N (kN)	N (kN)	N (kN)
0	P10	-245,258	-245,625	-192,954
	P15	-245,258	-245,625	-192,954
	P20	-114,535	-114,667	-91,127
	P9	-426,974	-427,802	-330,192
	P14	-426,974	-427,802	-330,192
	P19	-261,037	-261,442	-205,169
	P2	-261,037	-261,442	-205,169
	P3	-241,696	-242,06	-189,69
	P4	-261,037	-261,442	-205,169
	P7	-426,974	-427,802	-330,192

	P8	-411,972	-412,755	-317,952
	P1	-114,535	-114,667	-91,127
	P6	-245,258	-245,625	-192,954
1	P10	-340,405	-340,916	-267,75
	P15	-47,938	-48,009	-37,828
	P20	-175,818	-176,042	-139,299
	P9	-437,545	-438,39	-338,534
	P14	-502,902	-503,84	-389,986
	P19	-266,609	-267,023	-209,564
	2	P2	-339,784	-340,308
P3		-43,422	-43,486	-34,103
P4		-339,784	-340,308	-266,987
P7		-440,211	-441,059	-340,6
P8		-492,184	-493,087	-380,916
P9		-440,211	-441,059	-340,6
3	P1	-22,085	-22,109	-17,549
	P2	-326,583	-327,065	-250,871
	P6	-318,014	-318,466	-257,356
	P7	-428,16	-428,989	-331,249

Fonte: Autoria Própria, (2020).

Quanto aos esforços do mesmo elemento, mas em diferentes pavimentos, constatou-se que a variação dos esforços internos nos elementos dos pavimentos superiores ao removido foi igual à variação ocorrida nos casos em que nenhum pilar foi removido, como ilustra a Figura 46.

Figura 46 - Momento fletor normalizado na extremidade superior do pilar P10 para o modelo 1



Fonte: Autoria Própria, (2020).

Observou-se através desse gráfico que há um crescimento no momento fletor no segundo pavimento com relação ao primeiro, um decréscimo desse valor no terceiro e quarto pavimento com relação ao segundo e no último pavimento o valor cresce. Isso ocorre tanto para o caso em que nenhum pilar foi retirado quanto para o caso em que o pilar P15 foi removido.

7. CONCLUSÕES

Após a análise crítica do conteúdo referente aos métodos de prevenção de colapso progressivo disponíveis nas normas e documentos nacionais e internacionais observou-se que o colapso progressivo ainda não é tão difundido em normatizações oficiais, embora os seus danos associados sejam consideráveis, especialmente às vidas humanas, salvo nos casos de documentos elaborados especialmente para estruturas consideradas com maior risco de ser acometida de um evento com cargas anormais, como é o caso do GSA (2016) e do UFC 4-023-03 (2009).

O GSA (2016), por exemplo, traz o método dos caminhos alternativos como a melhor alternativa para consideração do colapso progressivo em projeto, mas suas recomendações tratam de um tipo de estrutura específica previsto na categorização das estruturas segundo sua utilização e ocupação, o que dificulta a aplicação em estruturas convencionais de concreto armado, já que se torna bastante conservador. Constatou-se então que, para casos diferentes dos contemplados pelas normas consultadas para este trabalho, havia a necessidade da elaboração de uma nova classificação das estruturas segundo sua ocupação e utilização que seja coerente com a realidade das estruturas convencionais, trazendo aspectos que possam diferenciar as estruturas que devem ser verificadas quanto ao colapso progressivo de outras estruturas em que não há essa necessidade.

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Com o levantamento do estado da arte realizado, elaborou-se uma tabela classificatória conforme citado anteriormente. Buscou-se englobar a maior parte das estruturas que concentram um número elevado de pessoas e/ou que tem risco de colapso. A dificuldade na realização da tabela classificatória deu-se por não haver muitas referências bibliográficas de apoio para o assunto e por não haver um instrumento de quantificação de risco de colapso para as estruturas em concreto armado.

Além disso, os documentos consultados são internacionais e relativos a tipos específicos de edificações, o que dificulta a inserção e adaptação de tais métodos no

dimensionamento de estruturas brasileiras, projetadas com auxílio da NBR 6118 (2014) que traz apenas o mínimo com relação à consideração em projeto do colapso progressivo.

Com isso, verificou-se que as informações existentes para a consideração de colapso progressivo ainda são poucas ou não se encaixam nos projetos nacionais e, embora seja impraticável economicamente que uma estrutura seja projetada para resistir ao colapso geral, precauções podem ser tomadas no projeto de estruturas para limitar os efeitos do colapso local e prevenir ou minimizar o colapso progressivo.

7.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE AS ANÁLISES DOS MODELOS

Com relação aos resultados das análises desenvolvidas no modelo estrutural adotado, observou-se que, quando se simulou o colapso progressivo através da perda de determinados elementos verticais houve uma acentuação e elevação dos valores de momentos fletores especialmente nos elementos adjacentes à localização do pilar removido, bem como uma inversão de sinais do momento fletor nos elementos imediatamente adjacentes ao pilar retirado.

Além disso, verificou-se que na aplicação do método indireto no modelo inicialmente dimensionado segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) – o Modelo 2, as modificações necessárias foram poucas e, também, que há poucas instruções quanto a sua aplicação no documento utilizado. Quanto aos resultados obtidos para esse modelo, observou-se que houve um acréscimo (aproximadamente 0,2%) em todos os esforços internos de todos os elementos estruturais analisados. Logo, concluiu-se que para esta estrutura o método indireto não foi eficiente na minimização dos efeitos do colapso progressivo.

Já nas simulações realizadas no Modelo 3, em que aplicou-se o método dos caminhos alternativos de carga, a mudança no dimensionamento dos elementos estruturais foi mais significativa para a estrutura proposta inicialmente, embora este método tenha se mostrado mais trabalhoso do que o anterior.

Observou-se também que no Modelo 3 os valores de esforços internos nos elementos analisados foram menores do que o modelo utilizado como referência, o Modelo 1 e do que no Modelo 2 em que o método indireto foi aplicado. Isso ocorreu, pois os coeficientes de majoração de carga utilizados no terceiro modelo eram menores do que os utilizados nos outros dois. Entretanto, quando se comparou a diferença entre os valores obtidos, observou-se que o acréscimo de deslocamento, por exemplo, foi semelhante para todos os modelos. Com isso demonstrou-se que embora os resultados do terceiro modelo

tenham sido menores do que os outros dois modelos, a contribuição efetiva do método para a mitigação das consequências do colapso progressivo foi mínima.

Dessa forma, concluiu-se que para a estrutura proposta, dimensionada segundo a norma brasileira, o método dos caminhos alternativos de carga se mostrou mais eficaz do que o método indireto ou das amarrações, já que teoricamente a estrutura está verificada quanto ao estado limite último e os esforços para dimensionamento são menores do que para os outros modelos.

Além disso, existem mais informações sobre o método dos caminhos alternativos de carga na bibliografia consultada para este trabalho do que para o método indireto. Entretanto, embora haja mais informações, o método dos caminhos alternativos é mais trabalhoso e detalhado, por se tratar de um método iterativo e requer mais recursos computacionais do que o método indireto.

7.3 CONCLUSÕES FINAIS

Com os resultados e considerações expostos, conclui-se que a classificação das estruturas segundo requisitos de ocupação e finalidade, visando isentá-las ou não da consideração do colapso progressivo é de extrema importância para os projetistas, visto que segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) a verificação no estado limite último de colapso progressivo deve ser realizada.

Além disso, conclui-se que o método dos caminhos alternativos de carga é mais eficaz na verificação de estruturas sob a consideração do colapso progressivo em comparação ao método indireto ou das amarrações. Isto porque o mesmo apresenta menores esforços na análise final da estrutura do que o método das amarrações, além de ser mais rigoroso no seu processo de aplicação.

7.4 PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

Após a realização de todas as etapas deste trabalho, destacam-se algumas propostas de trabalhos futuros:

- Verificar o comportamento estrutural nos casos propostos desse trabalho, variando-se o número de pavimentos do modelo;

- Verificar o comportamento estrutural no estado limite último de colapso progressivo, considerando os métodos abordados nesse trabalho, em modelos com diferentes geometrias;
- Analisar não linearmente o modelo estrutural com aplicação dos métodos de verificação e prevenção ao colapso progressivo;
- Analisar a área de influência dos danos devido à perda ou remoção dos pilares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 7**: Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, VA, 2005.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 7**: Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, VA, 2017.

AOKI, Y.; HAMID, V.; SAMALI, B.; SALEH, A. A Study of Potential Progressive Collapse Responses of Cable-Stayed Bridges. **Advances in Structural Engineering**, v. 16, n. 4, p. 689-706, Abr. 2013.

ARSHIAN, A. H.; MORGENTHAL, G. Three-dimensional progressive collapse analysis of reinforced concrete frame structures subjected to sequential column removal. **Engineering Structures**, v. 132, p 87-97, Fev. 2017.

BI, K.; REN, W.; CHENG, P.; HAO, H. Domino-type Progressive Collapse Analysis of a Multi-Span Simply-Supported Bridge: A Case Study. **Engineering Structures**, v.90, p. 172-182, Mar. 2015.

BOTEZ, M.; BREDEAN, L.; IOANI, A. M. Improving the accuracy of progressive collapse risk assessment: Efficiency and contribution of supplementary progressive collapse resisting mechanisms. **Computers and Structures**, v. 174, p. 54-65, Out. 2016.

DAT, P. X.; HAI, T. K.; JUN, Y. A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures. **Engineering Structures**, v. 101, p. 45-57, Out. 2015.

DEPARTMENT OF DEFENSE. **UFC 3-301-01**: Structural Engineering. Washington, DC, 2013.

DEPARTMENT OF DEFENSE. **UFC 4-023-03**: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Washington, DC, 2009.

DIMAS, T. dos S. **Análise de estruturas de edifícios sujeitas a ações acidentais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2014.

EL-DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado**: Fundamentos e aplicações. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 456 p.

FELIPE, T. R. C. **Novo método para a avaliação do risco de colapso progressivo em edifícios de alvenaria estrutural**. 2017. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

GENERAL SERVICES ADMINISTRATION. **GSA**: Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal buildings and major modernization projects. Washington, DC, 2003.

GENERAL SERVICES ADMINISTRATION. **GSA**: General Services Administration Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Washington, DC, 2016.

GILES, M. Total Progressive Collapse. **New York Magazine**, 27 Ago. 2011. Disponível em <<http://nymag.com/news/9-11/10th-anniversary/towers-collapse/>>. Acesso em: 9 Jul. 2018.

GUDMUNDSSON, G.V.; IZZUDIN, B. A. The sudden column loss idealisation for disproportionate collapse assessment. **Structural Engineering**, v. 88, n. 6, p. 22-26, Mar. 2008.

HAFEZ, I.; KHALIL, A.; MOURAD, S. Alternate Path Method Analysis of RC Structures Using Applied Element Method. **International Journal of Protective Structures**, v. 4, n. 1, p. 44-63, Mar. 2013

INTERAGENCY SECURITY COMMITTEE. **The Risk Management Process for Federal Facilities: An Interagency Security Committee Standard**. 2 ed. Estados Unidos, 2016.

IRIBARREN, B.S. **Progressive Collapse Simulation of Reinforced Concrete Structures: Influence of Design and Material Parameters and Investigation of the Strain Rate Effects**. 188 f. Tese de Doutorado – Université Libre de Bruxelles e Royal Academy. Bruxelas, 2011.

IZZUDDIN, B. A.; VLASSIS, A. G.; ELGHAZOULI, A. Y.; NETHERCOT, D. A. Progressive Collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss – Part I: Simplified assessment framework. **Engineering Structures**, v. 30, n. 5, p. 1308-1318, Jul. 2007.

JENKINS, J. P. Oklahoma City Bombing. **Encyclopedia Britannica**. s/n, Abr. 2019. Disponível em < <https://www.britannica.com/event/Oklahoma-City-bombing#ref1258418>>. Acesso em: 15 Abr. 2019.

KOZLOVA, P. **The phenomenon of progressive collapse according to Russian norms**. 2013. 177f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil e Construção) — The Faculty of Technology of Saimaa University of Applied Sciences, Lappeenranta, 2013.

LALKOVSKI, N.; STAROSSEK, U. Pancake-type collapse – preventing downward progression. In: IABSE Symposium: Engineering for Progress, Nature and People, 2014. Madrid. **IABSE Symposium Report**. Madrid: International Association for Bridge and Structural Engineering, 2014, p. 1642-1649.

LALKOVSKI, N.; STAROSSEK, U. Pancake-type collapse – energy absorption and their influence on the final outcome. In: Structures Congress, 2013. Pittsburgh. **Report of the Terminology and Procedures sub-committee (SC1)**. Pittsburgh: American Society of Civil Engineers, 2013, p. 284-295.

LARANJEIRAS, A.C.R. Colapso Progressivo de Edifícios – breve introdução. **TQS News**. s.l. n. 33, Ago. 2011. Disponível em < <http://www.tqs.com.br/tqs-news/consulta/58-artigos/1009-colapso-progressivo-dos-edificios-breve-introducao>>. Acesso em: 8 Jul. 2018.

LU, X.; LIN, K.; LI, Y.; GUAN, H.; REN, P.; ZHOU, Y. Experimental investigation of RC beam-slab structures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario. **Engineering Structures**, v. 149, p. 91-103, Ago. 2016.

LIM, N. S.; TAN, K. H.; LEE, C. K. A simplified model for alternate load path assessment in RC structures. **Engineering Structures**, v. 171, p. 696-711, Jun. 2018.

MCCLELAND, J. For Survivors of Tragedy, Is It best to stay or move elsewhere?. **KGOU Radio**, 19 Abr. 2018. Disponível em < <http://kgou.org/post/survivors-tragedy-it-best-stay-or-move-elsewhere>>. Acesso em: 9 Jul. 2018.

MICHAEL, M. **Desabamento de 3 prédios no Rio de Janeiro, na noite do dia 25 de janeiro**. 2012. 1 fotografia. Disponível em < <https://veja.abril.com.br/brasil/sindico-poderia-ter-evitado-tragedia-do-edificio-liberdade/>>. Acesso em: 20 Jun. 2019.

NAIR, R.S. Progressive Collapse Basics. **Modern Steel Construction**, v.44, n.3, p.37-44, 2004.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDART AND TECHNOLOGY. **NISTIR 7396**: Best Practice for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. Gaithersburg, MD, 2007.

NELSSON, R. The collapse of Ronan Point, 1968 – In Pictures. **The Guardian**, s.l., 16 Mai. 2018. Disponível em < <https://www.theguardian.com/society/from-the-archive-blog/gallery/2018/may/16/ronan-point-tower-collapse-may-1968>>. Acesso em: 8 Jul. 2018.

QIAO, H.; YINGHUA, Y. ZHANG, J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 32, n. 4, p. 04018043, Ago. 2018.

REN, P.; LI, Y.; LU, X.; GUAN, H.; ZHOU, Y. Experimental investigation of progressive collapse resistance o fone-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle-column-removal scenario. **Engineering Structures**, v. 118, p. 28-40, Ju. 2016.

SAGIROGLU, S.; SASANI, M. Progressive Collapse – Resisting Mechanisms of Reinforced Concrete Structures and Effects of Initial Damage Locations. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, v. 140, n. 3, p. 04013073, Mar. 2014.

SASANI, M.; KAZEMI, A.; SAGIROGLU, S. FOREST, S. Progressive Collapse Resistance of an Actual 11-Storey Structure Subjected to Severe Initial Damage. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, v. 137, n. 9, p. 893-902, Set. 2011.

SLAGA, L. Catenary Action in Precast Skeleton Structures – Protection Against Progressive Collapse. In: **15th International Conference of Posgraduate Students, 2013**, República Tcheca.

SMITH, J.W. Structural Robustness Analysis and the Fast Fracture Analogy. **Structural Engineering**, v. 16, n. 2, p. 118-123, Mai. 2006.

STAROSSEK, U. Typology of progressive collapse. **Engineering Structures**, v. 29, n. 9, p. 2302-2307, jan. 2007.

STAROSSEK, U.; SMILOWITZ, R.; WAGGONER, M.; RUBENACKER, K.J.; HABERLAND, M. Recommendations for Design Against Disproportionate Collapse of Structures. In: Structures Congress, 2011. Las Vegas. **Report of the Terminology and Procedures sub-committee (SC1)**. Las Vegas: American Society of Civil Engineers, 2011, p. 2090-2103.

STO. **STO 008-023496342**: Prevention Progressive Collapse of Reinforced Concrete Monolithic Structures of Buildings. Moscou, 2009.

STURM, H. A. Laudo aponta possíveis causas do desabamento no Rio. **O Estadão**. Mar. 2012. Disponível em < <https://www.estadao.com.br/noticias/geral,laudo-aponta-possiveis-causas-de-desabamento-no-rio,850574>>. Acesso em: 20 Jun. 2019.

TASSO, M. **Desabamento do Edifício Palace 2**. 1998. 1 fotografia. Disponível em < <https://noticias.r7.com/prisma/r7-planalto/fotos/bombeiro-heroi-do-palace-ii-pede-justica-para-as-familias-atingidas-26042019#!/foto/2>>. Acesso em: 20 Jun. 2019.

THE EUROPEAN UNION PER REGULATION, **Eurocode 2**: Design of Concrete Structures. União Europeia, 2004.

TOMAZ, K. Polícia culpa 3 coordenadores de ocupação por incêndio e queda de prédio que matou 7 em São Paulo. **Portal de notícias G1**. 1 Fev. 2019. Disponível em < <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2019/02/01/policia-culpa-3-coordenadores-de>

ocupacao-por-incendio-e-queda-de-predio-que-matou-7-em-sao-paulo.ghtml>. Acesso em: 20 Jun. 2019.

VLASSIS, A.G.; IZZUDDIN, B. A.; ELGHAZOULI, A. Y.; NETHERCOT, D. A. Progressive Collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss – Part II: Application. **Engineering Structures**, v. 30, n. 5, p. 1424-1438, Ago. 2007.

WANG, H.; ZHANG, A.; LI, Y.; YAN, W. A Review on Progressive Collapse of Building Structures. **The Open Civil Engineering Journal**, v. 8, n. 1, p. 183-192, 2014.

WENG, J.; LEE, C. K.; TAN, K. H.; LIM, N. S. Damage assessment for reinforced concrete frames subject to progressive collapse. **Engineering Structures**, v. 149, p. 147-160, Out. 2017.

WERNECK, F. Falha em pilar causou o desabamento do Palace 2. **Folha de São Paulo**. 21 Abr. 1998. Disponível em < <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/cotidian/ff21049807.htm>>. Acesso em: 20 Maio 2019.

WHITAKER, P. **Bombeiros trabalham nos escombros do prédio que desabou no centro de São Paulo**. 2018. 1 fotografia. Disponível em < https://brasil.elpais.com/brasil/2018/05/01/politica/1525203859_345442.html>. Acesso em 20 Jun. 2019.

ZASKI, J. Tacoma Narrows Bridge Collapse. **Failure**. 2 Nov. 2000. Disponível em < <http://failuremag.com/article/tacoma-narrows-bridge-collapse>>. Acesso em: 12 Jul. 2018.

ZHANG, P.; CHEN, B. Progressive Collapse Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures in Linear Static analysis Based on GSA. In: Third International Conference on Intelligent System Design and Engineering Applications, 2013, Hong Kong. **2013 Third International Conference on Intelligent System Design and Engineering Applications**. IEEE, 07 Fev. 2013, p. 1074-1078.